

UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID

FACULTAD DE CIENCIAS GEOLÓGICAS



TESIS DOCTORAL

**Comportamiento geotécnico de suelos arcillosos compactados,
respuesta a cargas estáticas y dinámicas**

MEMORIA PARA OPTAR AL GRADO DE DOCTORA

PRESENTADA POR

Carlota Gómez de Santos

Directoras

**Meaza Tsige Aga
Svetlana Melentijevic**

**Madrid
Ed. electrónica 2019**



COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE SUELOS ARCILLOSOS COMPACTADOS: RESPUESTA A CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Tesis Doctoral:

CARLOTA GÓMEZ DE SANTOS

MEMORIA PRESENTADA PARA OPTAR AL GRADO DE DOCTOR
MADRID, ABRIL 2018

Directores:

Meaza Tsige Beyene

Svetlana Melentijevic

Departamento de Geodinámica
Facultad de Ciencias Geológicas
Universidad Complutense de Madrid

*A Darío, a mi familia,
por vuestro cariño y
apoyo incondicional.*

AGRADECIMIENTOS

Enfrentarse a los agradecimientos de una Tesis Doctoral es tan fácil como complicado. Mucho que agradecer, pero difícil de expresar. Mucho se puede decir, pero hay cosas que se saben por sí mismas. A buen entendedor, pocas palabras bastan.

A mis Directoras de Tesis, la Doctora Meaza Tsige, que me dio esta oportunidad; gracias por enseñarme que se puede trabajar duro sin dejar de disfrutar, por empujarme a seguir mejorando día a día y confiar en mí. A pesar de no disponer de una beca para realizar la Tesis, su compromiso ha sido incondicional. A Svetlana Melentijevic, que me ha ayudado a madurar y crecer en esta etapa investigadora como ingeniera, estando siempre ahí para ayudarme con lo que hiciera falta.

A Xabier Arroyo por su ayuda en las numerosas horas en el microscopio.

A Guillermo Pinto, por estar disponible en cada momento y poder siempre contar con él para todo lo que he necesitado a lo largo de estos años.

Por último, quería agradecer a M^a Ángeles Álvarez y a Lidia Bartolomé, por su paciencia a lo largo de todos estos años de carrera, máster y doctorado y su gran ayuda con cada trámite y dudas, siempre con una sonrisa.

Carlota Gómez de Santos

RESUMEN

La presente tesis está basada en el estudio experimental de las propiedades ingenieriles de suelos arcillosos expansivos compactados; respuesta a cargas estáticas y dinámicas; y la viabilidad del uso de materiales granulares (arenas) como aditivo para la mejora de estas propiedades. El suelo investigado procede de la formación Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG).

Las AAG son suelos de grano fino con un porcentaje de fracción arcillosa entre 50 y 60% y están clasificadas como CH (Arcilla de alta plasticidad). Poseen una composición mineralógica homogénea representada principalmente por minerales de la arcilla tipo esmectita e illita, además de calcita y cuarzo, y en menor proporción por yeso. Estos suelos serían clasificados como marginales-inadecuados para su puesta en obra por su elevada plasticidad y expansividad. En la mayoría de los trabajos ingenieriles, para la mejora de las propiedades geotécnicas problemáticas, es recomendable el uso de cal o aditivos químicos basados en las reacciones rápidas de intercambios iónicos y en las reacciones lentas puzolánicas cal-suelo. No obstante, su efectividad para algunos tipos de arcillas está limitada a la reducción del límite líquido y con ello del límite plástico, siendo insignificante para suelos arcillosos ricos en calcio debido a la baja interacción de la arcilla con estos aditivos.

Se ha descrito que el uso de material granular mejora las propiedades geotécnicas de las AAG siendo una alternativa válida para su uso en obra civil para la construcción de presas de materiales sueltos y terraplenes, entre otros. Este material inerte proporciona una opción medioambiental excelente frente al uso de aditivos químicos como método de estabilización, además de minimizar su coste económico.

Por este motivo, el principal objetivo de la investigación fue compactar las AAG sin mezcla de material granular, y en segundo lugar compactar y estabilizar las AAG con diferentes proporciones de una arena silíceo bien graduada (entre 10% y 20% de arena en la mezcla arcilla-arena). Se llevó a cabo un estudio en profundidad de las curvas de compactación características, deformabilidad, compresibilidad y resistencia frente a cargas estáticas y dinámicas compactadas con la densidad máxima seca y humedad óptima con la energía de Proctor normal. Adicionalmente algunos ensayos se han realizado sobre las muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo de la curva de compactación.

Las propiedades dinámicas de las AAG han sido estudiadas en términos de la variación de la variación del módulo de corte y del coeficiente de amortiguamiento para

un determinado ciclo y frecuencia del desviador. El estudio de los parámetros dinámicos se complementó con el estudio mediante las correlaciones empíricas existentes basadas en las propiedades índice.

Los resultados del estudio muestran que con la introducción de material granular no existe un cambio en las propiedades índice de los materiales, pero se halló un aumento significativo de la resistencia a la compresibilidad, rigidez y coeficiente de amortiguamiento mientras que la deformabilidad disminuye según se aumenta el contenido en material granular. Las muestras con sólo el 10% de arena muestran una reducción importante de la deformabilidad en comparación con las arcillas sin mezcla compactadas.

La parte final de la investigación está orientada hacia la definición del modelo constitutivo avanzado de comportamiento de las AAG compactadas y estabilizadas mediante el programa numérico de elementos finitos Plaxis. Este modelo es capaz de reproducir con fidelidad los resultados procedentes de los ensayos de laboratorio para su posible aplicación en la modelización de terraplenes, presas de materiales sueltos y cimentaciones.

ABSTRACT

This PhD thesis represents an experimental study about engineering properties of compacted expansive clayey soils; static and dynamic loading response; and the viability of the use of granular materials (sand) as an additive for the improvement of these properties. The investigated soil belongs to the known Guadalquivir Blue Clay (GBC).

The GBC are fine grained soils with an average percentage of clay fraction between 50 and 60 %, classified as CH (High plasticity Clay). The mineralogical composition is homogenous, mainly constituted of clay minerals such as smectite and illite, among them calcite and quartz which constitute the main rock minerals, and with small quantities of gypsum. These soils are classified as marginal-inadequate for their use in engineering works due to their high plasticity and swelling behaviour. Lime or other chemical additives are recommended to circumvent some of the engineering problems associated with earthworks, this is based on the principle of rapid ion exchange reactions and slower soil–lime pozzolanic reactions. However, the effectiveness of this solution for some types of clays is limited to the reduction of LL (liquid limit) together with LP (plastic limit) and is insignificant for calcium rich clay soils because of the low interaction between clay and additives.

It has been reported that the use of granular soil mixture improves the geotechnical properties of the GBC, so it represents a valuable alternative in civil construction activities including road embankments and earth dams, among others. This inert material provides an environmentally friendly option over the chemical additives as stabilization method, apart from minimizing the economic cost.

For this reason, the main objective of this study is to compact a natural GBC without sand material and afterwards mix GBC in different proportion with well graded silica sand (SP) sand content ranging from 10% to 20% in the clay-sand mixture). An extensive laboratory study was carried out over samples compacted at optimum moisture content and maximum dry density under Standard Proctor energy in order to define compaction curves, deformability, compresibility and strength properties against static and dynamic loads. Additionally some of the tests were conducted over samples compacted under the dry and the wet side of the compaction curve.

The dynamic properties of the GBC included the variation of the shear modulus and the damping ratio for the particular cycle and frequency. The study of the dynamic

properties is completed with the study by the empirical formulations based on soil index properties.

The results of this study showed that with the sand mixture introduction there is no change in the index properties of the investigated materials, but a significant increase in compressive strength, stiffness and damping ratio was found, while deformability decreased as the granular material content increased. Samples with only 10% of sand content experienced an important reduction in swelling properties compared to the compacted clay without sand.

Finally, the study is completed with the determination of the applicability of advanced constitutive model which can reproduce the behaviour of GBC, compacted and stabilized with sand material by the finite element program Plaxis. This model accurately reproduces laboratory test results, which could be used for the numerical modelling of embankments, earth gravity dams and foundations.

SÍMBOLOS Y ABREVIACIONES

$\Delta\sigma'_{v0}$	Incremento de la tensión vertical inicial efectiva
C_c	Índice de compresión
C_s	Índice de hinchamiento
C_v	Coeficiente de consolidación
C_w	Compresibilidad del agua
C_α	Consolidación secundaria
$D_{Adjusted}$	Coeficiente de amortiguamiento del material ajustado y acotado
D_{Masing}	Coeficiente de amortiguamiento de Masing
D^e	Matriz de rigidez elástica del material
D_{min}	Coeficiente de amortiguamiento mínimo
E_{50}	Módulo de elasticidad correspondiente al 50% del esfuerzo desviador de falla
E_{50}^{ref}	Módulo de rigidez de referencia
E_i	Rigidez inicial
E_m	Módulo edométrico
E_{oed}	Módulo edométrico usado en PLAXIS
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para carga primaria edométrica (kN/m ²)
E_{ur}	Módulo de rigidez en descarga-recarga
E_{ur}^{ref}	Módulo rigidez descarga-recarga (kN/m ²)
E_{ur}^{ref}	Módulo de Young de referencia para descarga y recarga correspondiente a la presión de referencia
G_0	Módulo de corte a pequeñas deformaciones
G_0^{ref}	Módulo de corte de referencia a pequeñas deformaciones
G_{max}	Módulo de rigidez máxima
G_s	Peso específico de las partículas sólidas

G_{sec}	Módulo de rigidez secante
H_{lab}	Mitad de la altura de la probeta del ensayo
K_0^{nc}	K_0 valor para consolidación normal
S_r	Grado de saturación
S_{r0}	Grado de saturación inicial
S_{rf}	Grado de saturación final
T_{50}	Factor tiempo para el 50% de la consolidación
U_v	Grado de consolidación
W_D	Energía disipada
W_S	Energía de deformación máxima
c_1, c_2, c_3	Funciones del coeficiente de curvatura
c_e	Cementación
e_0	Índice de poros inicial
e_f	Índice de poros final
e_{max}	Índice de poros máximo
k_0	Coeficiente de empuje de tierras
n_0	Porosidad inicial
n_f	Porosidad final
p^{ref}	Tensión de referencia para la rigidez (por defecto $p^{ref} = 100\text{kN/m}^2$)
t_{50}	Tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria
v_p	Velocidad de ondas P
v_s	Velocidad de ondas S
w_{opt}	Humedad óptima
w_f	Humedad final

w_0	Humedad inicial
$\gamma_{0,7}$	Deformación para el módulo de cizalladura a un valor del 70%
γ_c	Deformación cíclica
γ^p	Función de las deformaciones plásticas del modelo <i>Hardening Soil</i>
γ_{ref}	Deformación cíclica de referencia
γ_t^c	Deformación umbral cíclica
γ_t^e	Deformación umbral elástica
γ_d	Peso específico seco
γ_{dmax}	Peso específico seco máximo
γ_w	Peso específico del agua
ε_a	Deformación axial
ε^e	Deformación elástica
ε^p	Deformación plástica
ε_v	Deformación relativa vertical
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson de descarga-recarga
ρ_d	Densidad seca
ρ_{dmax}	Densidad seca máxima
σ'_0	Presión confinamiento efectiva
σ_1	Tensión principal máxima
σ_2	Tensión principal intermedia
σ_3	Tensión de confinamiento
σ_d	Tensión desviadora (diagrama trayectoria de tensiones $\sigma_d = q$)
σ_{da}	Tensión desviadora asintótica
σ_{df}	Tensión desviadora de rotura

σ_v	Tensión o presión total vertical
σ_v'	Tensión o presión efectiva vertical
$\Delta\sigma_v$	Incremento de la tensión vertical total
Δu	Variación de la presión intersticial
AAG	Arcillas Azules del Guadalquivir
AAG - arena 10%	Mezcla de 90% contenido en Arcillas Azules del Guadalquivir y 10% arenas silíceas
AAG - arena 20%	Mezcla de 80% contenido en Arcillas Azules del Guadalquivir y 20% arenas silíceas
AAG %	Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas
Al	Aluminio
atm	Atmósferas
Au	Oro
Ca	Calcio
CAI	Centro de Asistencia a la Investigación
Cal	Calcita
cm ²	Centímetros cuadrados
cm ³	Centímetros cúbicos
CPT	Cone Penetration Test
CSL	Línea de Estado Crítico (CSL en la literatura internacional)
CU	Ensayo consolidado, sin drenaje y con medida de presión intersticial
Dol	Dolomita
EEUU	Estados Unidos
f	Frecuencia
F	Función de fluencia (<i>yield functions</i>)
Fe	Hierro

Fsp	Feldespatos potásicos
GGBFS	<i>Ground Granulated Blast Furnace Slag</i>
H	Hidrógeno
HS	Modelo Hardening Soil
IP	Índice de plasticidad (PI, Plastic Index)
K	Potasio
kg	Kilogramo
kN	Kilonewton
kPa	Kilopascales
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
LVDT	Transductor de desplazamiento lineal (<i>Lineal Variable Differential Transformer</i>)
m	Parámetro que depende de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específico
M	Pendiente de la línea CSL
m^3	Metros cúbicos
MC	Modelo Mohr-Coulomb
Mg	Magnesio
mm	Milímetros
mm^2	Milímetros cuadrados
MPa	Mega pascales
O	Oxígeno
OCR	Coeficiente de sobreconsolidación (Overconsolidation ratio)
Phy	Filosilicatos
Plg	Plagioclasa

PM	Ensayo de Proctor modificado
PN	Ensayo de Proctor normal
Qtz	Cuarzo
R_f	Coeficiente de rotura q_f / q_a (por defecto $R_f = 0,9$)
MEB	Microscopio electrónico de barrido
Si	Sílice
SPT	Standard Penetration Test
SS	Sales solubles
UCM	Universidad Complutense de Madrid
ζ_y	Edad geológica
λ	Multiplicador plástico
ϕ	Parámetros del modelo de Darendeli (2001)
A y B	Parámetros de Skempton
D	Coeficiente de amortiguamiento (<i>Damping ratio</i>)
E	Módulo de Young
G	Módulo de corte o de rigidez
N	Número de ciclos de carga cíclica
Q	Carga
a	Coeficiente de curvatura
b	Coeficiente de escala relacionado con el número de ciclos
c	Cohesión
c'	Cohesión efectiva
cm	Centímetros
e	Índice de poros

g	Función potencial plástica
k	Coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica
n	Porosidad
p'	Presión isotrópica
t	Tiempo
u	Presión intersticial
w	Humedad
γ	Deformación de corte
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Densidad del material
τ	Tensión de corte
ψ	Dilatancia
ϕ	Ángulo de rozamiento interno
ϕ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo

Índice de Figuras

Figura 2.1.1. Esquema del proceso de compactación	9
Figura 2.1.2. Principios del proceso de compactación (Johnson y Sallberg, 1960) ...	10
Figura 2.1.3. Diagrama de fases del material desde su retirada de su posición natural hasta su puesta en obra como relleno compactado	11
Figura 2.1.4. Influencia de la humedad en el proceso de compactación (Proctor, 1933)	13
Figura 2.1.5. Ejemplo de una curva típica de compactación y curva de 100% de saturación de un suelo	14
Figura 2.1.6. Curvas de compactación de distintos tipos de suelo (Das, 2010)	15
Figura 2.1.7. Curvas de compactación de distintos tipos de suelo compactados con la energía de Proctor normal (Johnson y Sallberg, 1960)	16
Figura 2.1.8. Gráficas de curvas de compactación de distintos tipos de suelo según el límite líquido (<i>LL</i>) (Das, 2010)	17
Figura 2.1.9. Tipos de microfábrica fundamentales del suelo (Alonso et al., 1987) ...	18
Figura 2.1.10. Curvas de compactación de arcilla arenosa con un <i>LL</i> = 31 y <i>LP</i> = 26 sometida a distintas energías de compactación con su curva de saturación y a línea de las condiciones óptimas de las curvas (Das, 2010)	20
Figura 2.1.11. Curvas de compactación de los suelos arcillosos para dos energías de compactación distintas con sus correspondientes microfábricas (Lambe, 1958) ..	21
Figura 2.1.12. Correlación del contenido de humedad con peso específico y conductividad hidráulica (<i>k</i>) de un suelo arcilloso (Lambe, 1958b)	23
Figura 2.1.13. Efecto de la compactación en el ensayo de compresibilidad unidimensional para suelos arcillosos con (a) baja presión de consolidación y (b) alta presión de consolidación (Lambe, 1958b)	24
Figura 2.1.14. Ensayo de resistencia a compresión simple, relación tensión desviadora y deformación axial de tres muestras de suelo compactado arcilloso; A) lado seco, B) cerca de la humedad óptima y C) lado húmedo de la curva de compactación (gráfico en la parte superior derecha) (Das, 2010)	25
Figura 2.1.15. Naturaleza de la variación en el hinchamiento y la retracción de una arcilla expansiva (Das, 2010)	26
Figura 2.2.1. Esquema de material de una obra de carretera y su reutilización	29
Figura 2.2.2. Estructuras atómicas básicas de los minerales de arcilla (a) Unidad tetraédrica y (b) Unidad octaédrica (Whitlow, 1994)	30
Figura 2.2.3. Esquema del intercambio catiónico de las arcillas (Grim, 1968)	31

Figura 2.2.4. Variación de LL, IP, PE y IE en función del % de diferentes aditivos usados en el tratamiento de arcillas sódicas expansivas (Camacho <i>et al.</i> , 2006)	36
Figura 2.2.5. Resultados del ensayo UCS para la mezcla de arcilla con cal y arcilla con GGBFS-cal (Keramatikerman <i>et al.</i> , 2016)	37
Figura 2.2.6. Efecto del contenido en arena respecto al módulo secante E_{50} con diferentes presiones de confinamiento (Shafiee <i>et al.</i> , 2008)	46
Figura 2.2.7. Características de compactación (Khan <i>et al.</i> , 2014)	47
Figura 2.2.8. Comportamiento tensión deformación de los materiales (Khan <i>et al.</i> , 2014)	48
Figura 2.3.1. Variación de esfuerzos con respecto al tiempo cuando se aplica una carga por el paso de vehículos por una vía (esfuerzo) (Rondón <i>et al.</i> , 2008)	51
Figura 2.3.2. Comportamiento mecánico de los materiales en función del desviador en relación con la deformación (Ishihara, 1996)	53
Figura 2.3.3. Curvas típicas de (a) reducción de módulo de corte normalizado y (b) aumento del coeficiente de amortiguamiento del material respecto a la deformación de corte (Menq, 2003)	54
Figura 2.3.4. Curvas esfuerzo (τ) -deformación de corte (γ) en función de los ciclos de carga (a) para un nivel de deformación (γ_a) y (b) para un nivel de deformación mayor (γ_a) (Ishihara, 1996)	55
Figura 2.3.5. Curvas de histéresis que forman la curva del esqueleto del suelo (Ishihara, 1996)	56
Figura 2.3.6. Reducción del módulo de rigidez o de corte (G) del suelo en función de la curva esfuerzo-deformación de corte (Ishihara, 1996)	56
Figura 2.3.7. Trayectoria esfuerzo (τ) - deformación de corte (γ) denominada lazo de histéresis para un determinado ciclo de carga, incluyendo la estimación del módulo de corte y el coeficiente de amortiguamiento (Zhang <i>et al.</i> , 2005)	57
Figura 2.3.8. Cálculo empírico de (a) módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y (b) coeficiente de amortiguamiento (D) en relación con la deformación de corte cíclica (γ) propuesto por Ishibashi y Zhang (1993) (Darendeli, 2001)	59
Figura 2.3.9. Efecto de la presión de confinamiento con (a) módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y (b) coeficiente de amortiguamiento (D) en relación con la deformación de corte cíclica (γ) para un suelo no plástico (Ishibashi y Zhang, 1993)	60
Figura 2.3.10. Estimación a) módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y (b) coeficiente de amortiguamiento (D) en relación con la deformación de corte cíclica (γ) para un ejemplo de suelo del estudio de Darendeli (2001)	65

Figura 3.1.1. Mapa geológico de la Cordillera Bética con un fragmento de la Cordillera Ibérica, la Ibérica Valenciana (Vera, 2004)	68
Figura 3.1.2. Situación geológica de la Cuenca del Guadalquivir (Galán y González, 1993)	75
Figura 3.1.3. Perfiles litoestratigráficos tipo de: a) zona de Huelva, b) zona de Sevilla (MD = margen derecha del Guadalquivir, MI = margen izquierda del Guadalquivir), y e) zona de Cádiz. FC = Formación calcarenitas de Niebla, FAG = Formación arcillas de Gibralfaro, FE = Formación Ecija, ST = Serie de Transición, FA = Formación arenas de Huelva, FG = Formación Guadaira, V = Margas verdes, FB = Formación arenas de Bonares (Galán y González, 1993)	76
Figura 3.2.1. Mapa geológico simplificado de la cuenca del Guadalquivir y situación de las muestras empleadas en la tesis (Mayoral y Abad de los Santos, 2008)	77
Figura 3.2.2. Testigos de sondeos en Úbeda (fotografía cedida por Tsige, M.)	78
Figura 3.2.3. Testigos de sondeos en Úbeda (fotografía cedida por Tsige, M.)	79
Figura 3.2.4. Aspecto de la Formación en una excavación en Carmona Sevilla (Fotografía cedida por Tsige, M.)	79
Figura 3.2.5. Muestra de la Formación de las AAG y resultado del ensayo Jar Slake Test. Esquemas con el Slaking Index de Santi (1998) y Walkinshaw and Santi (1996). (Sopena, 2015)	81
Figura 3.2.6. Sección litológica esquemática de las AAG con la profundidad de un sondeo de la corta de la Mina de Las Cruces (Adaptado de Galera <i>et al.</i> , 2009) ...	86
Figura 3.2.7. Rotura de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar (fotografía tomada de Olalla y Cuellar, 2001)	87
Figura 3.2.8. Deslizamiento de Almodóvar del Río (fotografía tomada de Romero y Domenech, 1994)	89
Figura 3.2.9. Sección transversal del deslizamiento de El Carambolo (Alonso y Pinyol, 2007)	89
Figura 3.2.10. Corta de cobre Las Cruces (fotografía tomada de Cooper <i>et al.</i> , 2011)	90
Figura 3.2.11. Ejemplos de los distintos tipos de rotura de taludes actuales en las AAG (Tsige y Corral, 2013)	91
Figura 3.2.12. Difractograma representativo de agregado orientado en fracción menor de 2 μ m (Tsige, 1999)	92
Figura 3.2.13. Difractogramas representativos de diferentes profundidades en fracción menor de 2 μ m (Sopena, 2015)	93

Figura 3.2.14. Representación gráfica de la composición química de las arcillas en las muestras estudiadas mediante microanálisis de EDAX (Tsige, 1999)	94
Figura 3.2.15. Representación de los microanálisis puntuales de las arcillas en el gráfico de Newman y Reynolds (Tsige, 1999)	95
Figura 3.2.16. Imagen de microscopio electrónico de barrido de una muestra AAG con presencia de cocolitos (Tsige, 1999)	96
Figura 3.2.17. Imagen de microscopio electrónico de barrido de cocolitos (Tsige, 1999)	96
Figura 3.2.18. Imagen de microscopio electrónico de barrido de cristales de calcita recristalizada dentro de una estructura orgánica probablemente esferolita rodeada de cristales de arcilla (Tsige, 1999)	97
Figura 3.2.19. Imagen de microscopio electrónico de barrido de agregados de piritita dentro de los caparazones de los fósiles (Tsige, 1999)	97
Figura 3.2.20. Imagen de microscopio electrónico de barrido de cristales de yeso dentro del caparazón de los cocolitos (Tsige, 1999)	98
Figura 3.2.21. Variación en profundidad de la mineralogía del sondeo Montemayor-1 a partir de difracción de rayos en fracción menor de 2µm (Sopena, 2015)	99
Figura 3.2.22. Variación mineralógica en profundidad en la mina de Las Cruces (Galera <i>et al.</i> 2009)	100
Figura 3.2.23. Curva granulométrica de las AAG (Tsige, 1999)	101
Figura 3.2.24. Plasticidad de las AAG en la Carta de Casagrande	102
Figura 4.1. Esquema de la metodología empleada para el desarrollo de la tesis doctoral	108
Figura 4.1.1. Esquema del ensayo de compactación de Proctor normal (Das, 2010)	111
Figura 4.1.2. Testigos de los sondeos empleados en los ensayos	112
Figura 4.1.3. Aspecto de la muestra empleada en los ensayos	112
Figura 4.1.4. Aspecto de las probetas de los ensayos de compactación con la energía de PN en las que se pueden observar las tres capas de compactación bien diferenciadas	113
Figura 4.2.1. Microscopio electrónico de Barrido (MEB), marca JEOL modelo JSM-820 del CAI de la Universidad Complutense de Madrid	114
Figura 4.2.2. Microfotografía de MEB de las muestras sin tratamiento y muestra con tratamiento a escala x1000	114
Figura 4.3.1. Bancadas del edómetro empleadas en esta tesis (Laboratorio de Ingeniería Geológica del Departamento Geodinámica, Facultado de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid)	116

Figura 4.3.2. Célula edométrica y muestras ensayadas	116
Figura 4.3.3. Esquema de curva de consolidación procedente de un ensayo de consolidación unidimensional	118
Figura 4.3.4. Curva de compresibilidad edométrica	120
Figura 4.5.1. Equipo triaxial cíclico empleado para la determinación de los parámetros dinámicos de las muestras (esquema llevado a cabo por el CEDEX)	125
Figura 4.5.2. Prensa dinámica y célula triaxial abierta; a) probeta montada antes del ensayo y b) probeta después del ensayo	126
Tabla 4.5.3. Ensayo de <i>Bender Element</i> en el ensayo triaxial dinámico	127
Figura 4.5.4. Elemento piezoeléctrico Bender (Kramer, 1996)	128
Figura 4.6.1. Ley de comportamiento elasto-plástica perfecta del modelo de Mohr-Coulomb (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015)	130
Figura 4.6.2. Superficie de fluencia de MC en el espacio de tensiones principales para un suelo sin cohesión (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015)	131
Figura 4.6.3. Representación de la superficie de fluencia del modelo HS en espacio de esfuerzos principales para un suelo sin cohesión (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015)	134
Figura 4.6.4. Relación hiperbólica esfuerzo-deformación en un ensayo triaxial (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015)	137
Figura 5.1. Difractograma de rayos X de la muestra AAG; Phy: filosilicatos (azul), Cal: calcita (verde), Qtz: cuarzo (rojo), Plg: plagioclasa (granate), Dol: dolomita (rosa) y Fsp: feldespatos potásicos (naranja)	139
Figura 5.2. Difractogramas de los agregados orientados de la muestra AAG	140
Figura 5.1.1. Curva de compactación representativa para (a) energía de PN y (b) energía de PM correspondientes a las muestras AAG %	142
Figura 5.1.2. Microfotografía de MEB de la microfábrica de las AAG % compactadas	145
Figura 5.2.1. Curva de porcentaje de hinchamiento de la AAG %	147
Figura 5.2.2. Relación de la presión de hinchamiento con respecto a la curva de compactación de las AAG % (PN)	148
Figura 5.2.3. Curvas asiento-log(tiempo) de la muestra AAG % compactada (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax}	150
Figura 5.2.4. Curvas asiento- \sqrt{t} de la muestra AAG % compactada (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa	152
Figura 5.2.5. Relación entre el coeficiente de consolidación (C_v) y la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	154

Figura 5.2.6. Curvas edométricas para la muestra AAG % (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax}	155
Figura 5.2.7. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ_v') correspondientes a la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	157
Figura 5.2.8. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG % (a) del lado húmedo y (b) del lado seco	158
Figura 5.2.9. Evolución de C_v , E_m y k para una carga de 300 kPa para la AAG % ...	160
Figura 5.3.1. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG % con ρ_{dmax} con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \varepsilon_a$, (b) $u - \varepsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \varepsilon_a$	163
Figura 5.3.2. Determinación del ángulo de dilatancia (Rowe, 1962)	164
Figura 5.3.3. Deducción del módulo E_{50} para $\sigma_3 = 300$ kPa del ensayo triaxial tipo CU	165
Figura 5.3.4. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra ρ_{dmax}	166
Figura 5.3.5. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	169
Figura 5.3.6. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG % con la ρ_{dmax}	171
Figura 5.3.7. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG % del lado húmedo con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \varepsilon_a$, (b) $u - \varepsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \varepsilon_a$	173
Figura 5.3.8. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG % del lado húmedo	175
Figura 5.3.9. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG % del lado húmedo	176
Figura 5.3.10. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG % del lado húmedo	177
Figura 6.1.1. Curva de compactación representativa para (a) energía de PN y (b) energía de PM correspondientes a las muestras AAG-arena 10%	180
Figura 6.1.2. Microfotografía de MEB de la microfábrica de las AAG-arena 10% compactadas	183

Figura 6.1.3. Microfotografía de la muestra AAG-arena 10% del lado seco	184
Figura 6.1.4. Curva de porcentaje de hinchamiento de la AAG-arena 10%	185
Figura 6.1.5. Curva asiento-log(tiempo) de la muestra AAG-arena 10% compactada (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con la ρ_{dmax}	187
Figura 6.1.6. Curvas asiento- \sqrt{t} de la muestra AAG-arena 10% (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa	189
Figura 6.1.7. Relación entre el coeficiente de consolidación (C_v) y la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	190
Figura 6.1.8. Curvas edométrica para la muestra AAG-arena 10% (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax}	192
Figura 6.1.9. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	194
Figura 6.1.10. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG-arena 10% (a) del lado húmedo y (b) del lado seco	195
Figura 6.1.11. Evolución de C_v , E_m y k para una carga de 300 kPa para la AAG- arena 10%	197
Figura 6.1.12. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \varepsilon_a$, (b) u - ε_a y (c) $\sigma_d' - \varepsilon_a$	200
Figura 6.1.13. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax}	202
Figura 6.1.14. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	203
Figura 6.1.15. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	205
Figura 6.1.16. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d -$ ε_a , (b) $u - \varepsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \varepsilon_a$	207
Figura 6.1.17. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	209

Figura 6.1.18. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	210
Figura 6.1.19. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua) y envolvente de rotura en efectivas para la AAG-arena 10% del lado húmedo	211
Figura 6.2.1. Curva de compactación representativa para (a) energía de PN y (b) energía de PM correspondientes a las muestras AAG-arena 20%	213
Figura 6.2.2. Microfotografía de MEB de la microfábrica de las AAG-arena 20% compactadas	216
Figura 6.2.3. Curvas asiento-log (tiempo) de la muestra AAG-arena 20% compactada (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax}	219
Figura 6.2.4. Curvas asiento- \sqrt{t} de la muestra AAG-arena 20% (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa	221
Figura 6.2.5. Relación entre el coeficiente de consolidación (C_v) y la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	222
Figura 6.2.6. Curvas edométrica para la muestra AAG-arena 20% (a) del lado seco (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax}	224
Figura 6.2.7. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ_v') para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax}	226
Figura 6.2.8. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ_v') para (a) la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo y (b) la muestra AAG-arena 20% del lado seco	227
Figura 6.2.9. Evolución de C_v , E_m y k para una carga de 300 kPa para la AAG-arena 20%	229
Figura 6.2.10. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \varepsilon_a$, (b) $u - \varepsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \varepsilon_a$	232
Figura 6.2.11. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax}	234
Figura 6.2.12. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	236

Figura 6.2.13. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG-arena 20% con la ρ_{dmax}	237
Figura 6.2.14. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \varepsilon_a$, (b) $u - \varepsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \varepsilon_a$	239
Figura 6.2.15. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	241
Figura 6.2.16. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	242
Figura 6.2.17. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG-arena 20% del lado húmedo	243
Figura 7.1.1. Comportamiento $\sigma_d - \varepsilon_a$ para diferentes amplitudes de desviador cíclico para la muestra AAG %	247
Figura 7.1.2. Trayectorias de tensiones cíclicas en el espacio $p' - q$ y envolvente de resistencia estática para diferentes amplitudes del desviador para la muestra AAG %	248
Figura 7.1.3. Probeta de la muestra AAG % después del ensayo triaxial cíclico de tipo CU para 118 kPa de amplitud de desviador	249
Figura 7.1.4. Comportamiento $\sigma_d - \varepsilon_a$ para diferentes amplitudes de desviador cíclico para la muestra AAG-arena 10%	250
Figura 7.1.5. Trayectorias de tensiones cíclicas en el espacio $p' - q$ y envolvente de resistencia estática para diferentes amplitudes del desviador para la muestra AAG-arena 10%	251
Figura 7.1.6. Comportamiento $\sigma_d - \varepsilon_a$ para diferentes amplitud de desviador cíclico para la muestra AAG-arena 20%	253
Figura 7.1.7. Trayectorias de tensiones cíclicas en el espacio $p' - q$ y envolvente de resistencia estática para diferentes amplitudes del desviador para la muestra AAG-arena 20%	254
Figura 7.1.8. Evolución de la tensión desviadora (σ_d) respecto a la deformación axial (ε_a) para las muestras AAG- arena 10% y AAG- arena 20%	255
Figura 7.1.9. Probetas de las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% después de llevar a cabo el ensayo triaxial cíclico	256

Figura 7.3.4. Evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes de Darendeli (2001) para las muestras a) AAG %, b) AAG-arena 10% y c) AAG-arena 20%	273
Figura 8.1. Geometría de la probeta usada en la modelización para el cálculo en el programa Plaxis (Adaptado de Surarak <i>et al.</i> , 2012)	274
Figura 8.2. Condiciones de carga de la probeta en el ensayo triaxial modelizada para el cálculo en el programa Plaxis (Plaxis)	274
Figura 8.3. Relación entre E_{50}^{ref} vs presión de confinamiento en efectivas para los tres tipos de muestras; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	276
Figura 8.1.1. Comparativa de curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de MC para la muestra AAG % con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	279
Figura 8.1.2. Comparativa de curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de HS para la muestra AAG % con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	280
Figura 8.1.3. Comparativa de curvas $u - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante los modelos de MC y HS para la muestra AAG % con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	281
Figura 8.2.1. Comparativa de curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de MC para la muestra AAG-arena 10% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	284
Figura 8.2.2. Comparativa de curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de HS para la muestra AAG-arena 10% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	285
Figura 8.2.3. Comparativa de curvas $u - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante los modelos de MC y HS para la muestra AAG-arena 10% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	286
Figura 8.3.1 Comparativa de curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de MC para la muestra AAG-arena 20% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	289
Figura 8.3.2. Comparativa de curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de HS para la muestra AAG-arena 20% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	290
Figura 8.3.3. Comparativa de curvas $u - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante los modelos de MC y HS para la muestra AAG-arena 20% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa	291

Figura 9.1. Curvas de compactación de materiales de otros estudios y de las AAG % de la presente tesis (Línea continua: energía de PN; línea discontinua: energía de PM)	297
Figura 9.2. (a) Curva de evolución de la ρ_{dmax} (línea roja) y w_{opt} (línea azul) y (b) Curvas de compactación representativas para energía de PN para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	305
Figura 9.3. Relación de porcentaje de material granular con (a) presión de hinchamiento e (b) hinchamiento libre para las muestras compactadas y estabilizadas	307
Figura 9.4. Relación de los tres estados de humedad-densidad seca con la presión de hinchamiento para las muestras compactadas y estabilizadas	308
Figura 9.5. Envoltentes de rotura (a) y línea CSL (b) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	314

Índice de Tablas

Tabla 2.1.1. Características de los ensayos de compactación con las energías de PN y PM llevados a cabo en esta tesis	28
Tabla 2.2.1. Resultados obtenidos de límites de Atterberg para el suelo arcilloso base (sin tratar) y los suelos tratados con diferentes porcentajes de cal. (Garzón <i>et al.</i> , 2006)	35
Tabla 2.2.2. Propiedades geotécnicas de arcillas margosas sin tratar y tratadas con diferente concentración de distinto tipo de cal, obtenidos para 201 días de curado (Elert <i>et al.</i> , 2016)	39
Tabla 2.2.3. Resultados obtenidos de límites de Atterberg para el suelo base (sin tratar) y los suelos tratados con diferentes porcentajes de cemento. (Garzón <i>et al.</i> , 2006)	41
Tabla 2.2.4. Propiedades índice de las mezclas de arena-arcilla drenadas y consolidadas (Prakasha y Chandrasekaran, 2005)	44
Tabla 2.2.5. Ángulo de rozamiento interno (Shafiee <i>et al.</i> , 2008)	45
Tabla 2.3.1. Resumen de los factores que controlan el G_{max} y D en los suelos (Dobry y Vucetic, 1987)	52
Tabla 2.3.2. Media y varianza de valores de los parámetros de modelos para los cuatro grupos de suelos (Darendeli, 2001)	63
Tabla 3.2.1. Zonificación de las Arcillas Azules (Tsige, 1999)	82
Tabla 3.2.2. Fórmula estructural representativa de las esmectitas (Tsige, 1999)	94
Tabla 3.2.3. Fórmula estructural representativa de las partículas de illita calculada a partir de microanálisis (MET-EDX) (Tsige, 1999)	95
Tabla 3.2.4. Valores de fracción fina y fracción arcilla de referencia de las AAG	101
Tabla 3.2.5. Límites de Atterberg de las AAG de distintos autores	102
Tabla 3.2.6. Clasificación española de suelos (PG-3)	103
Tabla 3.2.7. Clasificación de suelos y mezclas suelo-agregados (AASHTO)	104
Tabla 3.2.8. Clasificación de las AAG según distintos sistemas de clasificación	104
Tabla 3.2.9. Valores de humedad de las AAG de distintos autores	104
Tabla 3.2.10. Valores de densidad de las AAG de distintos autores	105
Tabla 3.2.11. Valores de presión de hinchamiento e hinchamiento libre de las AAG de distintos autores	105
Tabla 3.2.12. Resumen de las propiedades geotécnicas de las AAG (Oteo 1994; Tsige, 1999; Alonso y Gens, 2001; Olalla y Cuellar, 2001; Ayala-Carcedo, 2004; Galera <i>et al.</i> , 2009)	106
Tabla 4.1. Lista de los ensayos de laboratorio realizados	109

Figura 7.1.10. Variación del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N) para la muestra AAG %	257
Figura 7.1.11. Variación del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N) para la muestra AAG-arena 10%	257
Figura 7.1.12. Variación del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N) para la muestra AAG-arena 20%	257
Figura 7.1.13. Generación de las presiones intersticiales (u) respecto a la deformación axial (ε_a) en la fase monotónica del ensayo de triaxial cíclico CU para las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	259
Figura 7.1.14. Evolución del módulo de rigidez (G) con respecto el aumento del número de ciclos (N) a lo largo del ensayo triaxial cíclico para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	261
Figura 7.1.15. Evolución de G/G_{max} obtenido del ensayo triaxial cíclico con respecto a la deformación cíclica (γ_c) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	262
Figura 7.1.16. Evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) con el aumento del número de ciclos (N) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	263
Figura 7.1.17. Evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) con respecto a la deformación cíclica (γ_c) obtenido del ensayo triaxial cíclico para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	264
Figura 7.2.1. Resultados obtenidos del ensayo de <i>Bender Element</i> para la muestra AAG % bajo una presión de confinamiento 20 kPa	265
Figura 7.2.2. Resultados obtenidos del ensayo de <i>Bender Element</i> para la muestra AAG-arena 10% bajo una presión de confinamiento 100 kPa	265
Figura 7.2.3. Variación de G_{max} con respecto a la presión de confinamiento (σ_3) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	266
Figura 7.3.1. Evolución G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes de Ishibashi y Zhang (1993) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	268
Figura 7.3.2. Evolución G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes de Darendeli (2001) para las muestras (a) AAG %, (b) AAG-arena 10% y (c) AAG-arena 20%	268
Figura 7.3.3. Evolución del ajuste por el método de Ishibashi y Zhang (1993) del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	270

Tabla 4.2.1. Espaciado (d), posición (2θ) y poder reflectante de la reflexión característica utilizada para la estimación semicuantitativa de los minerales presentes en las muestras analizadas .	115
Tabla 4.2.2. Reflexiones y poderes reflectantes utilizados para la identificación de los minerales (García, 1988)	115
Tabla 4.3.1. Escalones de carga y descarga empleada en el ensayo edométrico	117
Tabla 4.3.2. Resumen de las muestras estudiadas	121
Tabla 4.4.1. Resumen de las muestras estudiadas en el ensayo triaxial	123
Tabla 4.5.1. Rangos de operación de los diferentes ensayos de laboratorio para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos	123
Tabla 4.5.2. Resumen de las muestras estudiadas y condiciones generales del ensayo de <i>Bender Element</i> en el ensayo triaxial dinámico	128
Tabla 5.1.1. Resumen de los resultados de densidades secas máximas (ρ_{dmax}) y humedades óptimas (w_{opt}) para energías de PN y PM de la muestra AAG %	144
Tabla 5.2.1. Tabla de los valores de presiones de hinchamiento para AAG %	148
Tabla 5.2.2. Valores obtenidos del ensayo edométrico para e_o , e_f , C_c , C_s y presión de preconsolidación para las muestras AAG % con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	156
Tabla 5.2.3. Valores obtenidos para C_v , E_m y k en cada escalón de carga para las muestras AAG % con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	161
Tabla 5.3.1. Parámetros obtenidos de las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ en el ensayo triaxial CU para la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	165
Tabla 5.3.2. Parámetros de resistencia de la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	167
Tabla 5.3.3. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG % con ρ_{dmax}	167
Tabla 5.3.4. Valores del coeficiente A de Skempton para distintos tipos de suelos (Skempton, 1954)	168
Tabla 5.3.5. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	169
Tabla 5.3.6. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y línea CSL para la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	171
Tabla 5.3.7. Módulo E_{50} hallado a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la muestra AAG % del lado húmedo	174
Tabla 5.3.8. Parámetros de resistencia de la muestra AAG % del lado húmedo	176
Tabla 5.3.9. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG % del lado húmedo	176

Tabla 5.3.10. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG % del lado húmedo	177
Tabla 5.3.11. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y de la línea CSL para la muestra AAG % del lado húmedo	178
Tabla 6.1.1. Resumen de los resultados de densidades secas máximas (ρ_{dmax}) y humedades óptimas (w_{opt}) para energías de PN y PM de la muestra AAG-arena 10%	182
Tabla 6.1.2. Valores obtenidos del ensayo edométrico para e_o , e_f , C_c , C_s y presión de preconsolidación para las muestras AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	193
Tabla 6.1.3. Valores obtenidos para C_v , E_m y k en cada escalón de carga para las muestras AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	198
Tabla 6.1.4. Parámetros obtenidos de las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ en el ensayo triaxial CU de la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax}	201
Tabla 6.1.5. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	203
Tabla 6.1.6. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax}	203
Tabla 6.1.7. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	204
Tabla 6.1.8. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y línea CSL para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax}	205
Tabla 6.1.9. Módulo E_{50} hallado a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	208
Tabla 6.1.10. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	209
Tabla 6.1.11. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	210
Tabla 6.1.12. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	211
Tabla 6.1.13. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y de la línea CSL para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo	212
Tabla 6.2.1. Resumen de los resultados de densidades secas máximas (ρ_{dmax}) y humedades óptimas (w_{opt}) para energías de PN y PM de la muestra AAG-arena 20%	215

Tabla 6.2.2. Valores obtenidos del ensayo edométrico para e_o , e_f , C_c , C_s y presión de preconsolidación para las muestras AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	225
Tabla 6.2.3. Valores obtenidos para C_v , E_m y k en cada escalón de carga para las muestras AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco	230
Tabla 6.2.4. Parámetros obtenidos de las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ en el ensayo triaxial CU de la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax}	233
Tabla 6.2.5. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax}	235
Tabla 6.2.6. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax}	235
Tabla 6.2.7. Parámetro A_f Skempton para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax}	236
Tabla 6.2.8. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y línea CSL para la muestra AAG % con la ρ_{dmax}	237
Tabla 6.2.9. Módulo E_{50} hallado a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	240
Tabla 6.2.10. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	242
Tabla 6.2.11. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	242
Tabla 6.2.12. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	243
Tabla 6.2.13. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y de la línea CSL para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo	244
Tabla 7.1. Ensayos dinámicos llevados a cabo	245
Tabla 7.1.1. Valores representativos de la humedad, índice de poros y grado de saturación inicial y final de las tres probetas ensayadas	260
Tabla 7.2.1. Resultados obtenidos de ν_s , ν_p y G_{max} para distintas presiones de confinamiento para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%	266
Tabla 7.3.1. Datos para el ajuste por el método de Darendeli (2001)	271
Tabla 8.1. E_{50}^{ref} deducido de la figura 8.3.	276
Tabla 8.2. Parámetros geotécnicos estimados en base a los ensayos triaxiales para el modelo constitutivo HS	277
Tabla 8.1.1. Parámetros de entrada de los ensayos triaxiales y de ajustes para MC y HS para la muestra AAG %	282

Tabla 8.2.1. Parámetros de entrada de los ensayos triaxiales y de ajustes para MC y HS para AAG-arena 10%	287
Tabla 8.3.1. Parámetros de entrada de los ensayos triaxiales y de ajustes para MC y HS para AAG-arena 20%	292
Tabla 9.1. Propiedades de suelos expansivos compactados (Houngyu T., 2015)	296
Tabla 9.2. Valores de densidad máxima, humedad óptima e índice de poros para las muestras compactadas con la energía de PN	310

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN	I
ABSTRACT	III
SÍMBOLOS Y ABREVIACIONES	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XXIII
ÍNDICE DE TABLAS	XXV

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1

1.1. OBJETIVOS	5
1.2. ESTRUCTURA	6

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

9

2.1. Compactación	9
2.2. Estabilización	28
2.2.1. Estabilización con cal	30
2.2.2. Estabilización con cemento	40
2.2.3. Estabilización con cenizas volantes	41
2.2.4. Material granular con arcilla para fines de mejora de barreras impermeables	42
2.2.5. Material granular estabilizado con material con arcilloso	42
2.3. Comportamiento dinámico	49

CAPÍTULO 3. MATERIALES ESTUDIADOS

67

3.1. Contexto geológico	67
3.1.1. Relleno de la Cuenca del Guadalquivir	69
3.2. Propiedades de los materiales estudiados (Margas o Arcillas Azules del Guadalquivir)	76

3.2.1. Descripción general del material	76
3.2.2. Fallos geotécnicos relevantes asociados a la Formación Arcillas Azules del Guadalquivir	87
3.2.3. Composición mineralógica y química	91
3.2.4. Caracterización geotécnica de las AAG	101
CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN	107
4.1. Ensayo de compactación	110
4.2. Microfábrica y composición mineralógica	113
4.3. Ensayo de compresibilidad y deformabilidad	116
4.4. Determinación de la resistencia al corte	121
4.5. Ensayos dinámicos	123
4.5.1. Ensayo triaxial cíclico	124
4.5.2. Ensayo de Bender Element	127
4.6. Modelización numérica mediante elementos finitos	129
4.6.1. Modelo Mohr - Coulomb	129
4.6.2. Modelo Hardening Soil	134
CAPÍTULO 5. PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS	139
5.1. Compactación: relación humedad – densidad seca y microfábrica de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)	140
5.2. Compresibilidad y deformabilidad de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)	146
5.3. Parámetros de resistencia de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)	161
5.3.1. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas con la densidad máxima (ρ_{dmax})	162
5.3.2. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas del lado húmedo	172

CAPÍTULO 6. PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS Y ESTABILIZADAS	179
6.1. ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS Y ESTABILIZADAS CON 10% DE ARENA	179
6.1.1. Compactación: relación humedad – densidad seca y microfábrica de las AAG-arena 10 %	179
6.1.2. Compresibilidad y deformabilidad de las AAG-arena 10 %	185
6.1.3. Parámetros de resistencia de las AAG-arena 10 %	199
6.1.3.1. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas con la densidad máxima (ρ_{dmax})	199
6.1.3.2. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas del lado húmedo	206
6.2. ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS Y ESTABILIZADAS CON 20% DE ARENA	212
6.2.1. Compactación: relación humedad – densidad seca y microfábrica de las AAG-arena 20 %	212
6.2.2. Compresibilidad y deformabilidad de las AAG-arena 20 %	217
6.2.3. Parámetros de resistencia de las AAG-arena 20%	231
6.2.3.1. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas con la densidad máxima (ρ_{dmax})	231
6.2.3.2. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas del lado húmedo	238
CAPÍTULO 7. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR	245
7.1. Ensayo triaxial cíclico	245
7.1.1. Comportamiento del material respecto a la tensión desviadora (σ_d) en relación con la deformación cíclica (γ_c) y trayectorias de tensiones cíclicas	246
7.1.2. Generación de presiones intersticiales	256

7.1.3. Módulo de rigidez (G)	260
7.1.4. Coeficiente de amortiguamiento (D)	262
7.2. Ensayo de <i>Bender Element</i>	265
7.3. Comparativa de los ensayos dinámicos con las predicciones de las correlaciones de Ishibashi y Zhang (1993) y Darendeli (2001)	267
7.3.1. Ajuste con correlaciones de G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c)	268
7.3.2. Ajuste con correlaciones del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c)	270
CAPÍTULO 8. MODELIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS	273
8.1. Modelización de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)	278
8.1.1. Comparativa de las curvas tensión desviadora – deformación para las AAG %	278
8.1.2. Comparativa de las curvas de presión intersticial – deformación para las AAG %	281
8.1.3. Resumen de los parámetros de entrada para la modelización de las AAG %	282
8.2. Modelización de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas con un 10% de arena (AAG-arena 10%)	283
8.2.1. Comparativa de las curvas tensión desviadora – deformación para las AAG-arena 10%	283
8.2.2. Comparativa de las curvas de presión intersticial – deformación para las AAG-arena 10%	285
8.2.3. Resumen de los parámetros de entrada para la modelización de las AAG-arena 10%	287
8.3. Modelización de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas con un 20% de arena (AAG-arena 20%)	288

8.3.1. Comparativa de las curvas tensión desviadora – deformación para las AAG-arena 20%	288
8.3.2. Comparativa de las curvas de presión intersticial – deformación para las AAG-arena 20%	290
8.3.3. Resumen de los parámetros de entrada para la modelización de las AAG-arena 20%	292
CAPÍTULO 9. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	293
9.1. Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)	294
9.2. Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas	302
9.3. Modelización mediante elementos finitos	316
9.4. CONCLUSIONES	317
BIBLIOGRAFÍA	323

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La presente tesis doctoral se centra en el estudio del comportamiento geotécnico de suelos arcillosos (alta plasticidad) compactados, que pueden ser empleados como base en cualquier obra de tierra. Aborda fundamentalmente el estudio de las propiedades ingenieriles de suelos cohesivos de alta plasticidad y expansividad dentro del marco de “mejora de las propiedades geotécnicas de suelos definidos como marginales-inadecuados” en la mayor parte de las obras de tierra. Como material de estudio se ha seleccionado la Formación Margas o Arcillas Azules del Guadalquivir que se encuentran localizadas en la depresión del mismo nombre en la zona sur de la Península Ibérica. De aquí en adelante se harán referencia a ellas a través del acrónimo AAG.

El estudio aborda los temas relacionados con el efecto de las condiciones de compactación (contenido de humedad, energía de compactación y presencia de materiales granulares) en sus propiedades deformacionales, cambios de volumen, relación tenso-deformacional, propiedades de resistencia, compresibilidad y permeabilidad. El objetivo principal de la compactación consiste en la mejora de las propiedades geotécnicas de los materiales tales como, aumentar la resistencia, reducir o minimizar los asentos, el potencial expansivo y la disminución de la permeabilidad entre otros. Los factores que controlan el mecanismo de compactación en el posterior comportamiento del suelo son las condiciones de humedad-densidad, la energía de compactación y la naturaleza de los materiales (composición mineralógica y distribución granulométrica). Además, el comportamiento geotécnico de los materiales arcillosos compactados en términos de cambio de volumen, resistencia, compresibilidad y permeabilidad está controlado fundamentalmente por la estructura o microfábrica producida durante la compactación y el contenido de humedad o el grado de saturación.

En el ámbito de la Ingeniería Geológica son ampliamente conocidos los problemas geotécnicos que presentan los suelos fundamentalmente arcillosos asociados a su naturaleza composicional (minerales de arcilla expansivos), su microfábrica y su evolución con el contenido de humedad o el grado de saturación (Das, 2010). Éstos, producen importantes cambios de volumen y compresibilidad (Bauza, 2015) que presentan la mayor parte de los suelos arcillosos compactados, con afecciones directas o indirectas a las estructuras, que en la mayor parte de los casos se clasifican como materiales marginales o inadecuados, por tanto rechazados, a priori, para su uso en la mayor parte de las obras de tierra (por ejemplo el Pliego de

Prescripciones Técnicas de Carreteras del Ministerio de Fomento de España PG-3, Norma de Renfe, ASSHTO o Americana Engineering and Design: General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams) especificados en Normas nacionales o Normas internacionales de construcción. La clasificación de un material como marginal o inadecuado está basada en sus propiedades de plasticidad, distribución granulométrica, condiciones óptimas de compactación y cambios de volumen, e implica no poder disponer de un volumen de material con el que poder construir las obras de tierra y debiendo por ello buscar un vertedero para su emplazamiento. En los últimos años se ha avanzado mucho en la reutilización de este tipo de suelos, principalmente, el uso de estos materiales anteriormente rechazados en la mayor parte de las obras de tierra, ha adquirido un especial protagonismo por las grandes ventajas económicas y medio ambientales que conlleva al limitar el consumo de recursos naturales. El uso de estos materiales precisa de tratamientos externos enfocados en la mejora de su comportamiento geotécnico.

En este sentido, y con el objetivo de reducir o eliminar especialmente el carácter expansivo de estos suelos compactados, se han empleado diversos tratamientos químicos o ligantes tales como:

- Compuestos de cal caliente o fría (Akawwi y Al-Kharabsheh, 2000; Sampedro, 2005; Camacho *et al.*, 2006; Garzón *et al.*, 2006; Guney *et al.*, 2007; Seco *et al.*, 2011; Ureña *et al.*, 2013, 2015; Bauza, 2015; Sol-Sánchez *et al.*, 2016; Keramatikerman *et al.*, 2016; Elert *et al.*, 2016; entre otros)
- Compuestos de ceniza volante (McDowel, 1959; White, 2005; Camacho *et al.*, 2006; Makusa, 2012; entre otros).
- Compuestos de cemento (Garzón *et al.*, 2006; Sherwood, 1993; entre otros).

Dentro de todas ellas, la metodología más frecuente en este tipo de actuación son las que se conocen genéricamente como estabilizaciones mediante cal, la cual, es ampliamente utilizada en obras lineales. Sin embargo, existen numerosas desventajas en su uso, ya que es un material inestable para su almacenamiento, su aplicación es peligrosa porque genera la emisión de polvo durante su extensión y requiere normalmente la aplicación de agua posterior para su empleo y para su apagado.

En la presente tesis doctoral, se ha realizado un procedimiento de mejora de las propiedades de los suelos arcillosos de alta plasticidad mediante la mezcla mecánica con material granular ya que pueden corregir las propiedades geotécnicas de los primeros, básicamente, la alteración granulométrica del suelo por la adición de éstas partículas gruesas.

La idea del estudio surge de la importancia de reutilización de materiales excavados en diferentes obras para minimizar la afección ambiental y el encarecimiento económico de la obra por la creación de préstamos y vertederos, y también, aunque en pocas ocasiones, en la construcción de todo el cuerpo de obra con los materiales reutilizables. En España existen abundantes zonas en las que se identifican frecuentemente suelos marginales e inadecuados; la mayor parte de ellas están asociadas a los suelos arcillosos y margosos de las grandes cuencas terciarias, las arcillas yesíferas, los suelos arcillosos producto de alteración, entre otros, no sólo porque fueran materiales plásticos y/o expansivos, sino porque su distribución granulométrica, contenido de arcilla y composición mineralógica, no les permite estar en el grupo de materiales adecuados.

Para desarrollar esta tesis doctoral se han elegido los suelos pertenecientes a la Formación de las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG) siendo materiales de granulometría fundamentalmente fina (>80% pasa por el tamiz #200), con una plasticidad de alta a media. Estos depósitos son el principal relleno de la cuenca del mismo nombre y que ocupan una gran extensión tanto lateral y como vertical importante. Son conocidas en todo el ámbito de la ingeniería geológica por las problemáticas que plantean: en las obras civiles, inestabilidades en desmontes y excavaciones, cambios de volumen afectando a obras de cimentación, convergencia en túneles, problemas de hundimiento, colapsos y deslizamientos profundos. A toda esta problemática se unen varios accidentes de importancia, tales como la rotura del talud de Almodóvar del Río que afectó al AVE Madrid-Sevilla, los problemas de ejecución de la primera fase del metro de Sevilla, la rotura de la presa de residuos de Aznalcóllar, y por todo ello, han sido objeto de numerosos trabajos que han estudiado sus propiedades geotécnicas, composición mineralógica y microfábrica (Oteo, 1994; Tsige, 1999; Olalla y Cuellar, 2001; Alonso y Gens, 2001; Estaire *et al.*, 2001; Grima, 2001; Ayala-Carcedo, 2004; Galera *et al.*, 2009, Gómez de Santos, 2013; Cooper *et al.*, 2015; Gómez de Santos *et al.*, 2017; Tsige *et al.*, 2018).

No obstante, son más escasos los estudios centrados en el comportamiento geotécnico en su estado compactado a pesar de su uso en numerosos obras de tierra (Pozo, 2006, Saura *et al.*, 2012, Ureña *et al.*, 2013). Por ello, la investigación realizada para esta tesis doctoral está fundamentalmente enfocada a contribuir al conocimiento del comportamiento geotécnico de estos materiales compactados en diferentes condiciones de humedad-densidad y energía de compactación junto a las propiedades geotécnicas resultantes. Dada el conocimiento de las propiedades de estos suelos plasmados en varios estudios, es posible establecer una correlación de diferentes

aspectos como la distribución granulométrica, composición mineralógica y química entre otros.

Por otra parte, las estructuras de tierra realizadas con estos materiales, además de las cargas estáticas normales, también pueden estar sometidos a cargas dinámicas y cíclicas de baja intensidad causadas por el paso de vehículos, acción del oleaje o modificación brusca del nivel de agua, así como movimientos por la energía de un sismo o por obras que emplean explosivos convencionales, por ello, se puede producir una reducción de las tensiones efectivas, incremento de las presiones intersticiales, fatiga o degradación de rigidez, y lo que incrementa la aparición de inestabilidades locales y generalizadas en las estructuras realizadas con estos materiales (Das y Ramana, 2011).

Partiendo de todo lo expuesto anteriormente, los trabajos realizados en esta tesis, plantean un doble objetivo de investigación. El objetivo es conocer la evolución de la microfábrica y comportamiento de las AAG compactadas (AAG %) con distintos estados de humedad-densidad y energía de compactación. Por otro lado, se plantea como objetivo comparar las propiedades geotécnicas de AAG % y AAG-Arena % (arcillas compactadas y mezcladas con materiales granulares), mediante la variación o modificación de la microfábrica resultante, con objeto de justificar su aplicabilidad como materiales de construcción reduciendo los comportamientos adversos. Los resultados de esta investigación, podrían llegar a justificar o a definir una nueva propuesta de tratamiento para suelos arcillosos de alta plasticidad mediante la mezcla con una fracción granular para su aplicabilidad como materiales de construcción en todas las obras de tierra ya que, un importante volumen de estos materiales considerados como “marginales-inadecuados” son muy habituales y abundantes en los depósitos terciarios de toda la Península Ibérica, de tal forma que puedan ser reutilizados.

Con la recopilación de todos los parámetros geotécnicos de las AAG obtenidos y calculados a partir de los ensayos de laboratorio y de las estimaciones mediante correlaciones empíricas, se llevó a cabo una modelización numérica. En la actualidad, el aprovechamiento de los parámetros obtenidos en los estudios experimentales no llega a ser completo si no existen modelos numéricos capaces de reproducir el comportamiento de los materiales ante los estados de carga planteados experimentalmente en el laboratorio. El método de los elementos finitos es una herramienta numérica que permite simular comportamientos distintos del terreno mediante la asignación de un modelo constitutivo determinado que debe contrastarse

con las observaciones del comportamiento real del suelo. En esta investigación se emplea el programa Plaxis 8.5 de elementos finitos para crear un modelo constitutivo avanzado del comportamiento de las AAG compactadas y estabilizadas. Este modelo se llevará a cabo con los parámetros geotécnicos obtenidos de los ensayos de laboratorio para su posterior aplicación en el diseño de obras de tierras y cimentaciones.

1.1. OBJETIVOS DE LA TESIS

En base a lo expuesto en la tesis se plantean los siguientes objetivos:

Objetivos generales: estudiar las propiedades ingenieriles y comportamiento geotécnico de suelos arcillosos de alta plasticidad (Arcillas Azules del Guadalquivir) en los términos de la deformabilidad (compresibilidad y asiento), permeabilidad, relación tenso-deformacional, parámetros resistentes, mediante una serie de ensayos de laboratorio.

Objetivos específicos:

- a) Determinar las propiedades ingenieriles como son la deformabilidad, compresibilidad, asiento, expansividad, permeabilidad, relación tenso-deformacional, relación presión intersticial-deformación, parámetros resistentes (cohesión y ángulo de rozamiento interno), módulo de elasticidad, parámetro A de Skempton de las Arcillas Azules de Guadalquivir compactadas (AAG %) y la evolución de las mismas en relación con la humedad y energía de compactación. Se estudiarán probetas compactadas con distintas fases de humedad-densidad; lado seco y lado húmedo de la humedad óptima y la fase de densidad seca máxima (humedad óptima) con la energía de Proctor normal.
- b) Estudiar la microfábrica de las AAG % y la relación entre ésta y la humedad de compactación del lado seco, estado de densidad máxima seca y lado húmedo de la humedad óptima, lo que nos permiten establecer una relación con su comportamiento geotécnico.
- c) Estudiar las propiedades geotécnicas resultantes de las AAG con mezcla mecánica con materiales granulares (AAG-arena %) como agente estabilizador en el contexto de la mejora o modificación de los comportamientos geotécnicos adversos para su uso como material de construcción (cambio de volumen, compresibilidad, asiento, permeabilidad, resistencia, etc.).

- d) Análisis comparativo de los resultados obtenidos en las distintas probetas de las AAG compactadas (AAG % y AAG-arena %), en las fases de humedad-densidad y grado de saturación inicial, expuestas anteriormente.
- e) Estudio de las propiedades dinámicas. Se estudiará la respuesta de estos materiales arcillosos compactados y estabilizados en las condiciones de densidad máxima bajo cargas dinámicas con el fin de completar el análisis de los parámetros geotécnicos de estas arcillas; la variación del módulo de corte o rigidez (G), el módulo de corte máximo (G_{max}) y el coeficiente de amortiguamiento o capacidad de liberación de energía (D) para un determinado ciclo y frecuencia del desviador. También se compararán los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos de laboratorio con las correlaciones empíricas ya existentes.
- f) Definir un modelo de comportamiento o constitutivo adecuado para las AAG.

1.2. ESTRUCTURA DE LA TESIS

Esta tesis se desarrolla mediante 9 capítulos cuyo contenido se resume brevemente a continuación:

- Capítulo 1. Se presenta la introducción del tema de la tesis doctoral, con sus objetivos tanto generales como específicos y la estructuración de la tesis.
- Capítulo 2. Se expone el método de compactación, estabilización y comportamiento dinámico de los suelos. Se presenta el proceso de compactación, factores y efectos sobre los suelos arcillosos. En la estabilización se presenta un breve resumen de los distintos procesos como la estabilización con cal, con cemento, cenizas volantes, estabilización mediante mezcla mecánica de materiales granulares con arcilla. En cuanto al comportamiento dinámico se ha realizado una breve exposición de las propiedades dinámicas de los suelos.
- Capítulo 3. Se describen detalladamente los materiales que se van a estudiar, las AAG; a qué tipo de formación pertenecen, encuadre geológico, relleno de la cuenca, composición mineralógica y química y caracterización geotécnica.

- Capítulo 4. Se expone la metodología del programa experimental llevado a cabo para la elaboración de esta tesis doctoral.
- Capítulo 5. Se presenta el comportamiento de las AAG: el conocimiento del comportamiento de las arcillas compactadas. Se analizan las curvas de compactación obtenidas con los ensayo de compactación Proctor normal (PN) y Proctor modificado (PM). Se define la microfábrica de las muestras en relación a la curva de compactación con la energía de Proctor normal (PN) característica. Se estudia el comportamiento de los materiales analizando las curvas de consolidación y las curvas edométricas obtenidas de los ensayos edométricos. Se estiman los parámetros de compresibilidad, deformabilidad y conductividad hidráulica con el análisis de su evolución ante las cargas aplicadas durante los ensayos. Por último, se estudia la resistencia de los materiales llevándose a cabo un análisis de las curvas esfuerzo-deformación y presión intersticial-deformación obtenidas de los ensayos triaxiales de tipo CU. Se representan los criterios de rotura dibujando los círculos de Mohr y las trayectorias de tensiones. Se calculan los parámetros de cohesión (c) y ángulo de rozamiento interno (ϕ), así como el módulo de elasticidad (E_{50}), la dilatancia de los materiales (ψ) y el parámetro A de Skempton.
- Capítulo 6. Se describe el comportamiento de las AAG compactadas y estabilizadas: este capítulo se centra en el estudio del comportamiento de las arcillas compactadas con la mezcla de arena de un 10% y 20%. Al igual que en las arcillas compactadas, se analizan las curvas de compactación con la energía, tanto de Proctor normal (PN) como de Proctor modificado (PM). Además, se estudia la microfábrica de las muestras en relación con la curva de compactación característica con la energía de Proctor normal (PN). También se han calculado los parámetros de compresibilidad, deformabilidad y conductividad hidráulica y se ha analizado su evolución ante las cargas aplicadas durante los ensayos. Por último, como en el capítulo anterior, se ha estudiado la resistencia de los materiales llevándose a cabo un análisis de las curvas esfuerzo-deformación y presión intersticial-deformación obtenidas de los ensayos triaxiales de tipo CU, analizando los mismos parámetros geotécnicos que dados en el capítulo 5 para las AAG %.
- Capítulo 7. Se estudia el comportamiento dinámico del material en estudio. Se incluyen gráficas en las que se representan el comportamiento tensión – deformación (curvas de histéresis para 100 ciclos y para cada serie de la

tensión desviadora), el desarrollo de presiones intersticiales, se incluyen gráficas en las que se definen las tendencias de variación del módulo de rigidez cortante (G) y la razón de amortiguamiento (D) en función del número de ciclos (N). Se han definido las trayectorias de tensiones cíclicas y se han relacionado con las envolventes de resistencia estática previamente definidas para cada tipo de material y, también, se ha estimado la variación de G/G_{max} y de D respecto a la deformación cíclica (Y). Para completar el análisis del material bajo cargas dinámicas se han comparado los resultados de la experimentación abordada en esta tesis con las predicciones de las curvas de correlación propuestas por Ishibashi y Zhang (1993) y Darendeli (2001), concluyendo la validez de su aplicación al caso específico estudiado.

- Capítulo 8. Se realiza la modelización numérica de estos materiales para su comportamiento observado mediante los ensayos triaxiales de tipo CU previamente definidos mediante el programa comercial de los elementos finitos Plaxis. Se han empleado dos modelos constitutivos, Mohr-Coulomb y Hardening Soil, para evaluar su posible ajuste al comportamiento real de los materiales de este estudio obtenido en el laboratorio.
- Capítulo 9. Se recoge la discusión y conclusiones derivadas de esta tesis obtenido a partir de la comparativa de los resultados de una amplia etapa experimental realizada sobre los tres tipos de muestras del estudio y su posterior modelización mediante el programa Plaxis de elementos finitos.
- Bibliografía: En este apartado se presenta la bibliografía consultada.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. Compactación

La compactación es ampliamente utilizada para la colocación en obra de los suelos con los que se construyen terraplenes, carreteras, presas de materiales sueltos, etc., con el fin de proporcionarles las propiedades mecánicas adecuadas para su uso. Por sus características, se define como un proceso de aplicación de energía mecánica al suelo (esfuerzo de compactación) para disminuir su volumen a través de la reducción del volumen de aire existente en sus poros (figura 2.1.1).

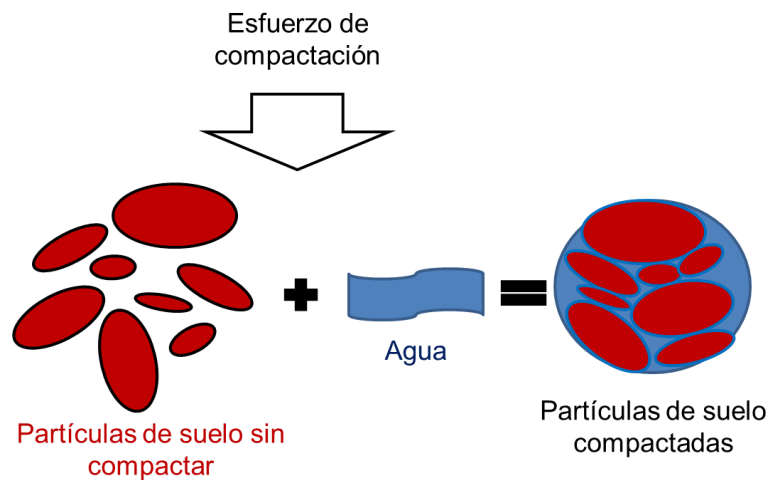


Figura 2.1.1. Esquema del proceso de compactación.

El estudio sistemático del proceso de compactación y las propiedades resultantes de los suelos compactados se inició en California a mediados de 1933 con el fin de caracterizar el comportamiento del suelo frente al proceso de compactación (Proctor, 1933). Los principios fundamentales de la compactación de un suelo se pueden resumir en el gráfico de la figura 2.1.2, donde se muestra una curva que relaciona la densidad del suelo (ρ) respecto al contenido en humedad (w).

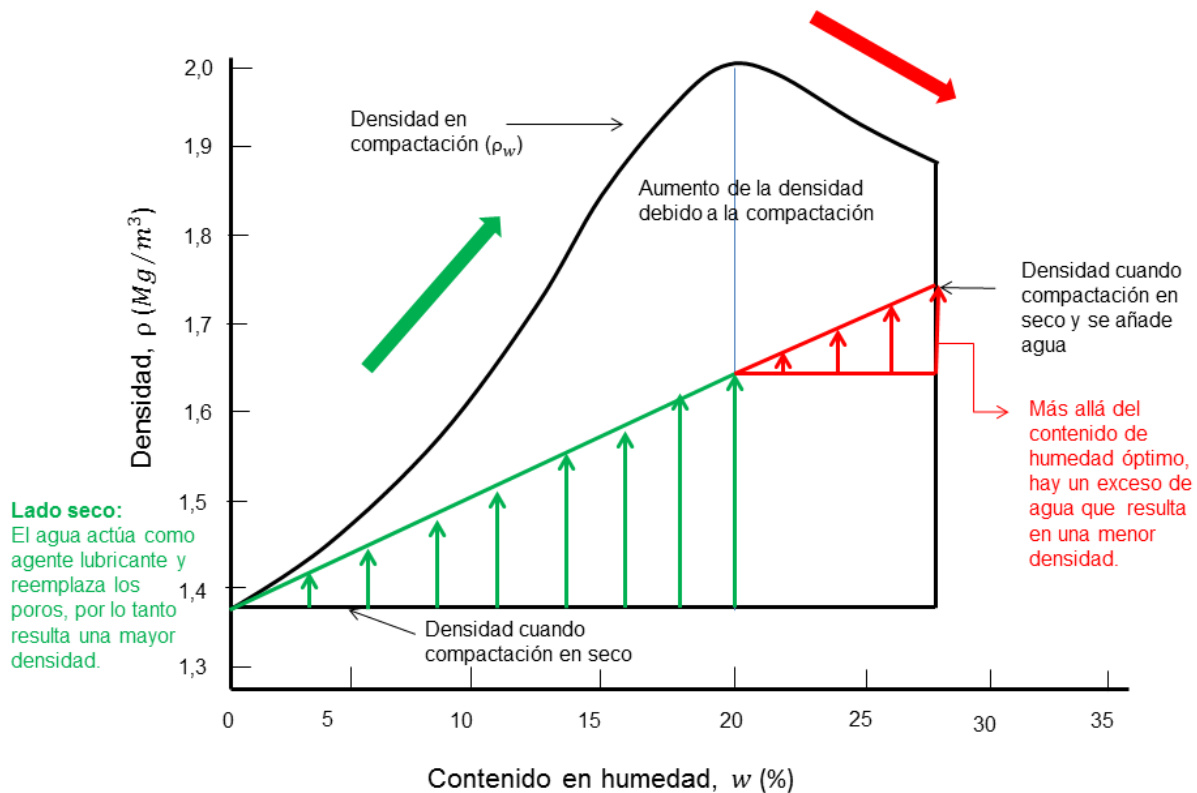


Figura 2.1.2. Principios del proceso de compactación (Johnson y Sallberg, 1960).

Durante la compactación, añadiendo el agua al suelo, éste actúa como agente lubricante entre las partículas. Las partículas del suelo se deslizan unas por encima de otras y se mueven para formar un empaquetamiento denso. La densidad seca (ρ_d) después de la compactación aumenta según se incrementa el contenido en humedad (w) (zona verde de la gráfica). Cuando el contenido en humedad aumenta gradualmente y se usa la misma energía de compactación, el peso de las partículas sólidas en un volumen específico aumenta gradualmente. Sin embargo, más allá de un cierto contenido de agua, cualquier aumento en el contenido en humedad tiende a reducir la densidad seca (zona roja de la gráfica). Este fenómeno ocurre debido a que el agua ocupa los espacios que deberían ocupar las partículas sólidas. La humedad óptima (w_{opt}) es el contenido óptimo en humedad en el que la densidad seca es máxima (ρ_{dmax}).

El procedimiento de compactación se aplica en numerosas obras ingenieriles y también de agricultura tales como: terraplenes, presas, pavimentos, escolleras, muelles, piletas de tratamiento, etc., y en algunas ocasiones a terrenos naturales y blandos para explanadas o cimentaciones. En la figura 2.1.3 se muestra un esquema

de un diagrama de fases mostrando los cambios que sufre el material desde que se retira de su posición natural hasta su puesta en obra como relleno compactado.

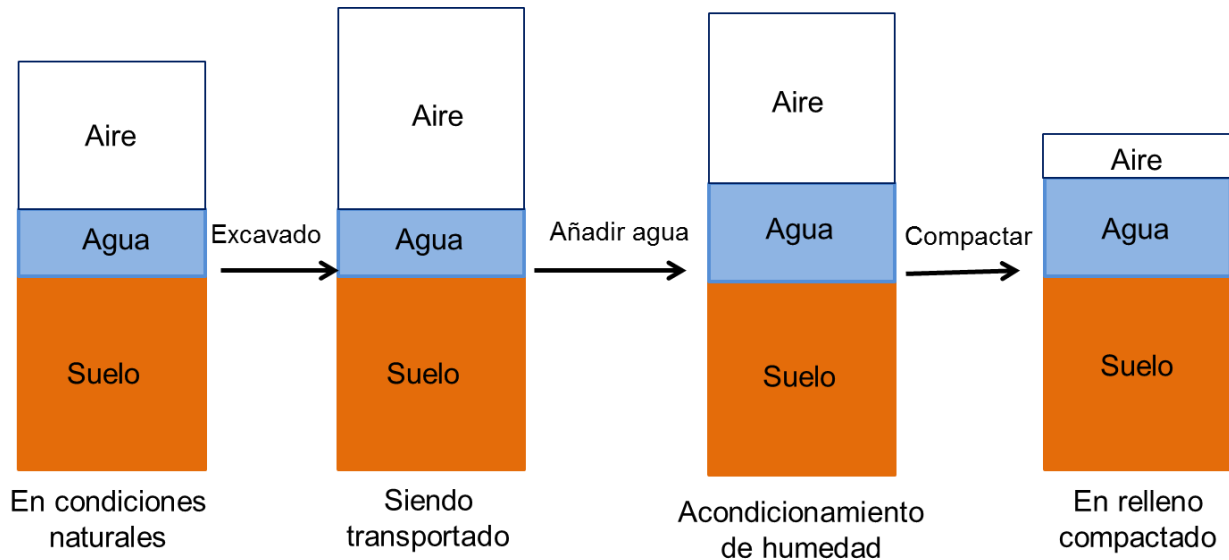


Figura 2.1.3. Diagrama de fases del material desde su retirada de su posición natural hasta su puesta en obra como relleno compactado.

En el diagrama de fases se puede observar el estado del material en condiciones naturales formando las tres fases; el agua, aire y partículas sólidas con un determinado volumen. Una vez excavado el material se produce un aumento del aire en el material mientras está siendo transportado, un determinado volumen inicial de suelo se esponja, esto es, aumenta su volumen permitiendo la entrada de aire en él. Posteriormente se lleva a cabo el proceso de acondicionamiento de humedad del material para su puesta en obra y, por lo tanto, la cantidad de agua aumenta. Finalmente, para la puesta en obra del material ya acondicionado se realiza la compactación, por lo que el aire del material se reduce considerablemente. Cabe destacar que el volumen de las partículas sólidas no cambia durante el proceso de retirada y puesta en obra. Este es un ejemplo sencillamente explicado de lo que le ocurriría al material desde su estado natural hasta su utilización como relleno compactado en una obra.

Por lo tanto, el objetivo básico de la compactación de un suelo es la obtención de un nuevo material (suelo compactado) que tenga un comportamiento adecuado para su aplicación específica. La compactación del suelo modifica sus propiedades originales causando, entre otros, los siguientes efectos físicos:

- Reducción de la relación de vacíos (e).
- Aumento de la densidad (ρ) o peso específico (γ). El grado de compactación de un suelo se mide en términos de la densidad seca o del peso específico seco.
- Aumento del contacto entre granos, por lo tanto, de la resistencia friccional del suelo.

Estos, a su vez, generan la mejora de las propiedades del terreno en la que se demuestran una serie de efectos mecánicos tales como:

- Aumento de las propiedades de resistencia de los suelos; cohesión (c) y ángulo de rozamiento interno (ϕ).
- Disminución de la deformabilidad del suelo.
- Disminución de la conductividad hidráulica o permeabilidad (k).

Barden y Sides (1970) concluyeron que los parámetros más importantes que gobiernan el comportamiento ingenieril de las arcillas compactadas son la densidad y la permeabilidad.

Además de estos efectos mecánicos que generan estas mejoras en el suelo, el proceso de compactación puede alterar su microfábrica llegando a producir la formación de agregados y la eliminación de anisotropía mecánica (Rico y del Castillo, 1976).

Factores que afectan la compactación

Existen una serie de factores que influyen en la evolución y en el grado de compactación de los suelos que se pueden clasificar como intrínsecos o externos. Los factores intrínsecos o propios del suelo son, fundamentalmente, su mineralogía, distribución granulométrica, contenido en finos y su microfábrica. Los factores externos se pueden resumir en la influencia que ejerce la humedad en el proceso de compactación, el método y la energía de compactación propiamente utilizados. A continuación se expone un breve resumen de estos factores.

Uno de los factores externos más importantes a la hora de tener en cuenta es la influencia de la humedad (w) en el proceso de compactación respecto la densidad seca (ρ_d) como se puede observar en la figura 2.1.4.

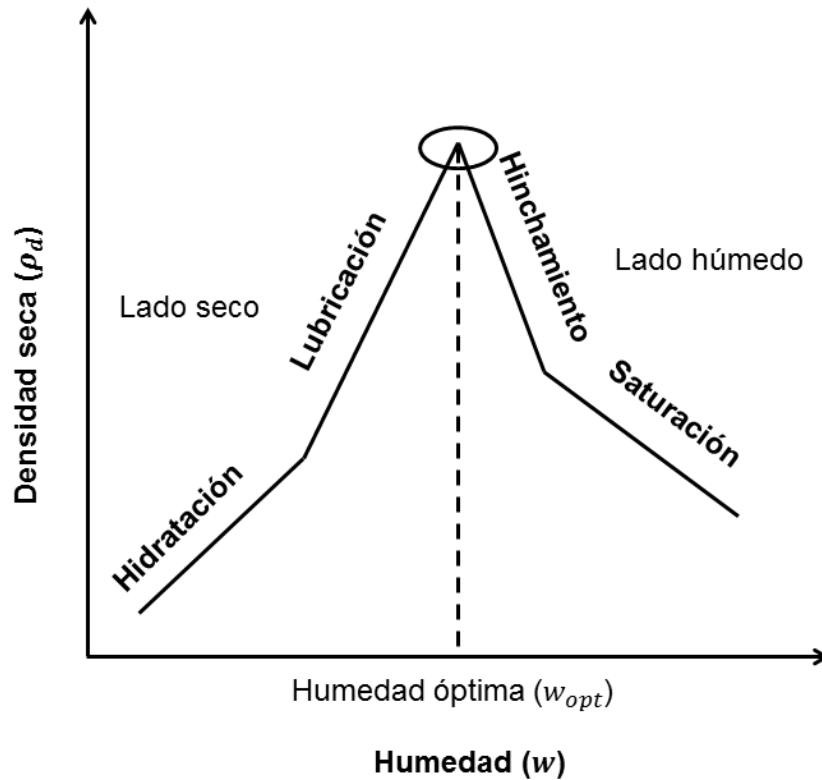


Figura 2.1.4. Influencia de la humedad en el proceso de compactación (Proctor, 1933).

En la primera fase, a contenido de humedad creciente se alcanza un mayor grado de compactación, por lo tanto, de la densidad seca (ρ_d). No obstante, dado que el grado de saturación es inicialmente bajo, se genera una fuerza de succión muy elevada que impide el acercamiento de las partículas. En algunos suelos, en ocasiones se produce una reducción de la densidad (Lee y Suedkamp, 1972; Das, 2010). A medida que aumentamos la humedad se produce una mayor lubricación de las partículas y un grado de compactación mayor. En esta fase hay un incremento lineal de la densidad debido a la expulsión del aire. La densidad seca se incrementa hasta llegar a la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) para la humedad óptima (w_{opt}) correspondiente. Una vez alcanzado este estado, el incremento de la humedad produce una disminución de la densidad seca debido a la sustitución de las partículas sólidas por agua para producirse un hinchamiento. En la última fase se produce un incremento de la presión de poros que impide el acercamiento de las partículas del suelo. Este valor de la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) y humedad óptima (w_{opt}) divide

la curva de compactación en dos ramas o lados claramente diferenciados. Para $w < w_{opt}$, que posee una succión elevada y una baja eficiencia de compactación, esta rama ascendente de la curva es el denominado lado seco. Según va aumentando el contenido en humedad, disminuye la succión y se mejora la eficiencia de la compactación. Para $w > w_{opt}$, el suelo es casi saturado, por lo tanto existe poco aire a eliminar entre sus poros y posee también una baja eficiencia de compactación, esta rama descendente de la curva correspondería a la rama del lado húmedo. Esta curva se denomina curva de compactación del material.

Para completar el análisis de la curva de compactación de un suelo es necesario calcular la curva de 100% de saturación del mismo. Esta curva indica que no existe aire en los poros del suelo. El grado de saturación del suelo va en función de su humedad (w) y de la densidad seca (ρ_d) (figura 2.1.5). Experimentalmente la densidad seca máxima durante el proceso de compactación se suele alcanzar con un grado de saturación inferior al 100% ya que en compactación es imposible expulsar todo el aire de los vacíos.

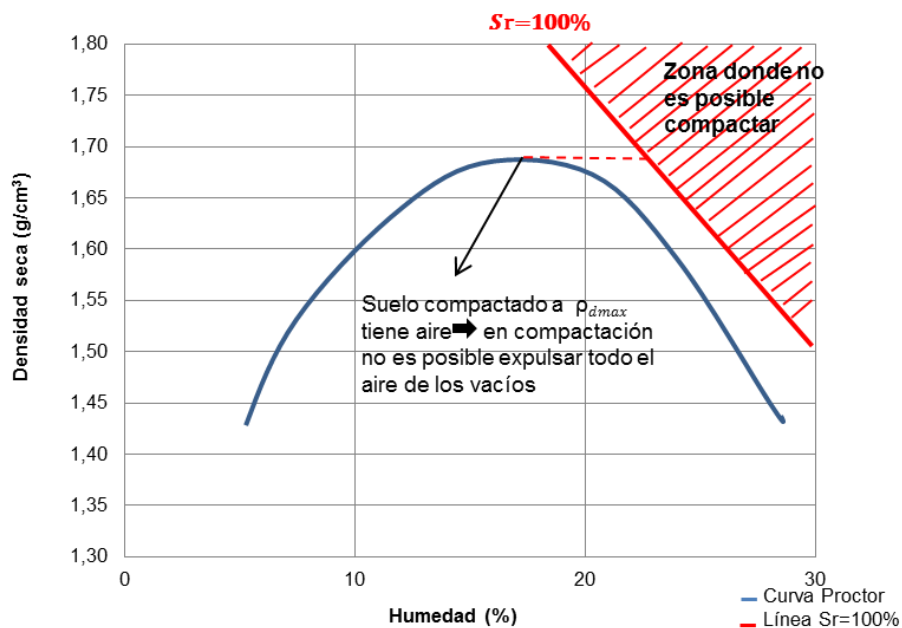


Figura 2.1.5. Ejemplo de una curva típica de compactación y curva de 100% de saturación de un suelo.

Uno de los factores internos a considerar son los tipos de suelo que se establecen en función de la granulometría y del contenido en arcilla. En la figura 2.1.6 se muestra una gráfica que relaciona el peso específico seco (γ_d) y el contenido en

humedad (w) con cuatro curvas de compactación diferentes correspondientes a cuatro tipos de suelos con distintas granulometrías; arenas mal graduadas, limo arcilloso, arcilla limosa y arcilla de alta plasticidad.

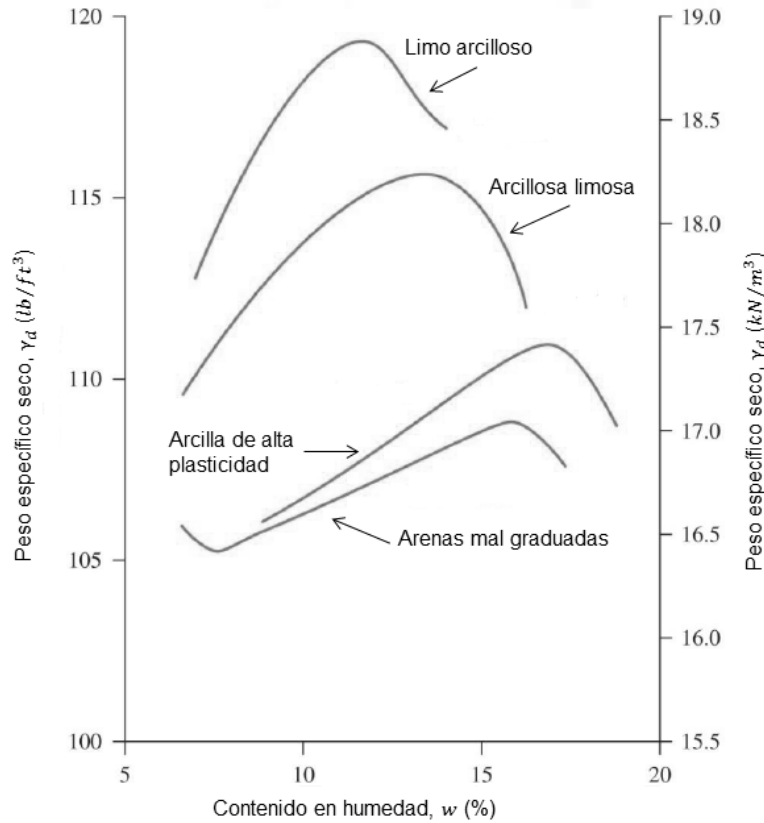


Figura 2.1.6. Curvas de compactación de distintos tipos de suelo (Das, 2010).

Se deduce de la figura 2.1.6, que la forma de la curva de compactación depende básicamente del tipo de suelo. Para suelos finos, cuanto menor sea el tamaño de la partícula, mayor es el contenido en humedad óptimo (w_{opt}) y cuanto más grueso es el suelo mayor es el peso específico seco máximo (γ_{dmax}). Sin embargo, para las arenas mal graduadas el peso específico seco tiene una tendencia general primero a decrecer según va aumentando el contenido en humedad hasta un mínimo que, posteriormente, al seguir aumentando el contenido en humedad el peso específico seco comienza a aumentar hasta un valor máximo. El descenso inicial del peso específico seco con el aumento del contenido en humedad en arenas mal graduadas puede ser atribuido al efecto de la tensión capilar. Para bajos contenidos en humedad, el agua deja sin lubricar parte de los contactos grano-grano, y la tensión capilar en el agua de los poros inhibe la tendencia de las partículas de suelo a moverse y a compactarse densamente.

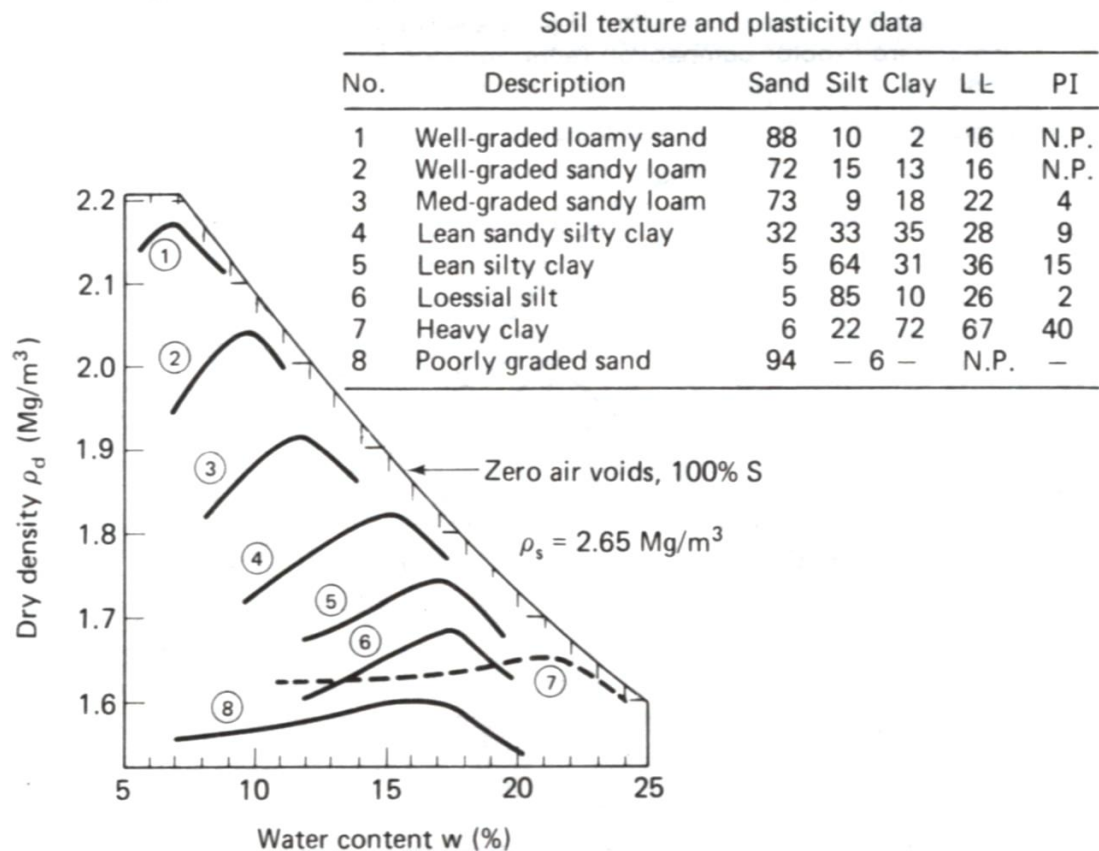


Figura 2.1.7. Curvas de compactación de distintos tipos de suelo compactados con la energía de Proctor normal (Johnson y Sallberg, 1960).

En la figura 2.1.7 se ilustran las curvas de compactación para distintos tipos de suelos (Johnson y Sallberg, 1960). A mayor contenido en arenas bien graduadas, los suelos poseen una densidad seca máxima mayor y una menor humedad óptima (curvas de compactación 1 - suelo bien graduado margoarenoso, curva 2 - suelo bien graduado de margas arenosas, y curva 3 - suelo con una graduación media de margas arenosas). Sin embargo, las arenas mal graduadas tienen una densidad seca muy baja (curva de compactación 8). Para suelos arcillosos, la densidad seca máxima tiende a disminuir a medida que aumenta la plasticidad (curva de compactación 4 - arcilla limoarenosa, curva 5 - arcilla limosa, curva 6 - loess limosos y curva 7 - arcillas).

Otros autores han presentado una variación amplia e irregular de la curva de compactación en función de la plasticidad de los suelos arcillosos. Dentro de ellas se puede destacar el estudio realizado por Lee y Suedkamp (1972) que, basados en el

estudio de 600 probetas de ensayos de Proctor normal pertenecientes a 35 muestras, englobaron todas las curvas de compactación obtenidas en cuatro tipos de curvas mostradas en la figura 2.1.8. Además, concluyeron que existe una correspondencia entre las propiedades índices y la curva de compactación de cada tipo de material y dedujeron que la composición mineralógica influye en la forma de estas curvas en algunos casos. Los suelos con un límite líquido (LL) de $30\% < LL < 70\%$ exhiben la forma de las curvas con un solo pico (curva A). Los suelos con $LL < 30\%$ (caolinita) poseen curvas típicas con doble pico y curvas con un pico y medio (curva B). Los suelos con $LL > 70\%$ (illita y montmorillonitas) poseen curvas características con doble pico y curvas sin forma (curva C). Por último, las arenas y gravas mal graduadas tienen curvas de compactación sin forma (curva D).

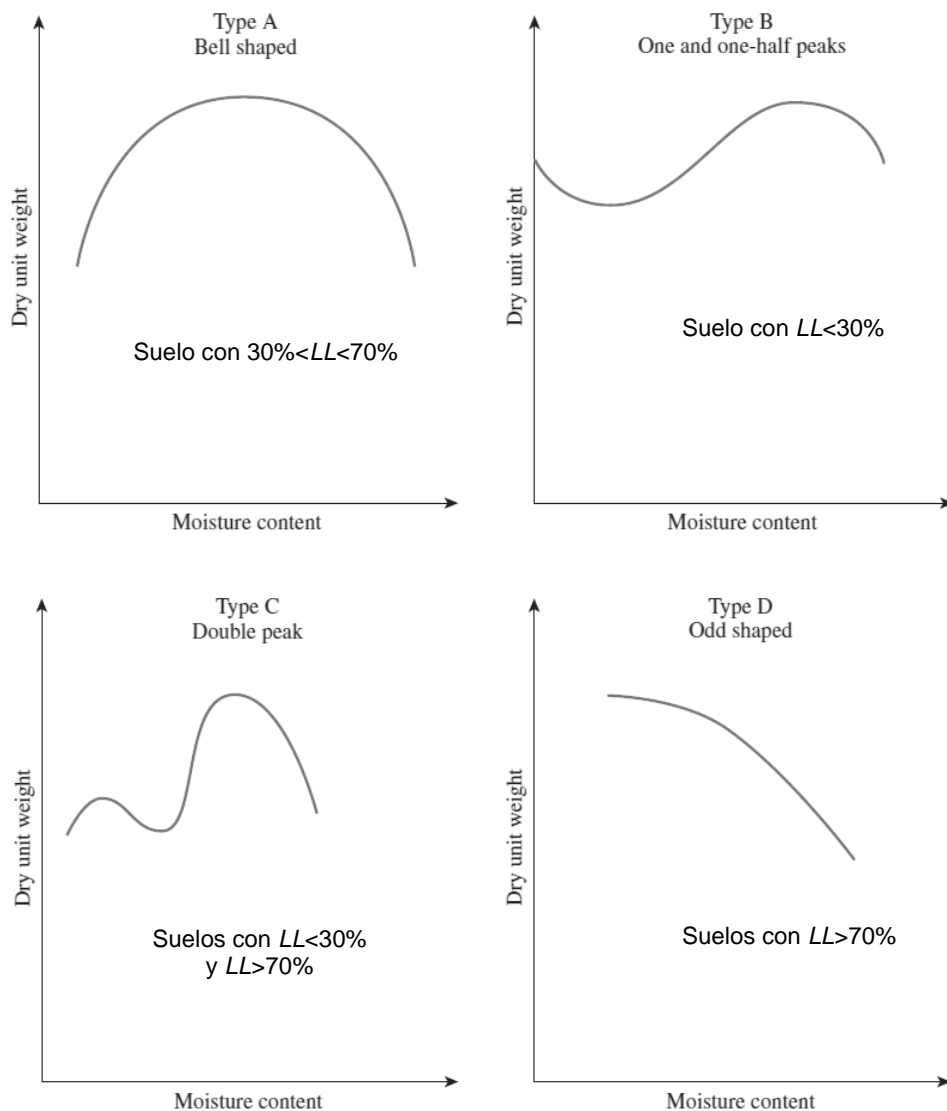


Figura 2.1.8. Gráficas de curvas de compactación de distintos tipos de suelo según el límite líquido (LL) (Das, 2010).

La compactación de los suelos representa un factor externo modificador de la microfábrica inicial cambiando la distribución de agregados y los poros existentes en el suelo. La microfábrica de un suelo compactado es una de las características más importantes a considerar ya que gobierna, en su mayor parte, el comportamiento del suelo. Está determinada por tres tipos de elementos: partículas elementales, agregados de partículas y poros (Alonso *et al.*, 1987). A partir de estos elementos se pueden establecer tres tipos de microfábricas de suelo fundamentales (figura 2.1.9): a) microfábrica de tipo matricial, cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea; b) microfábrica en forma de agregados; cuando las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor; y c) una microfábrica de granos de arenas y/o limos con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directamente, sin conectores de partículas de arcilla. En el apartado (d) se muestra una partícula elemental que posee configuración paralela.

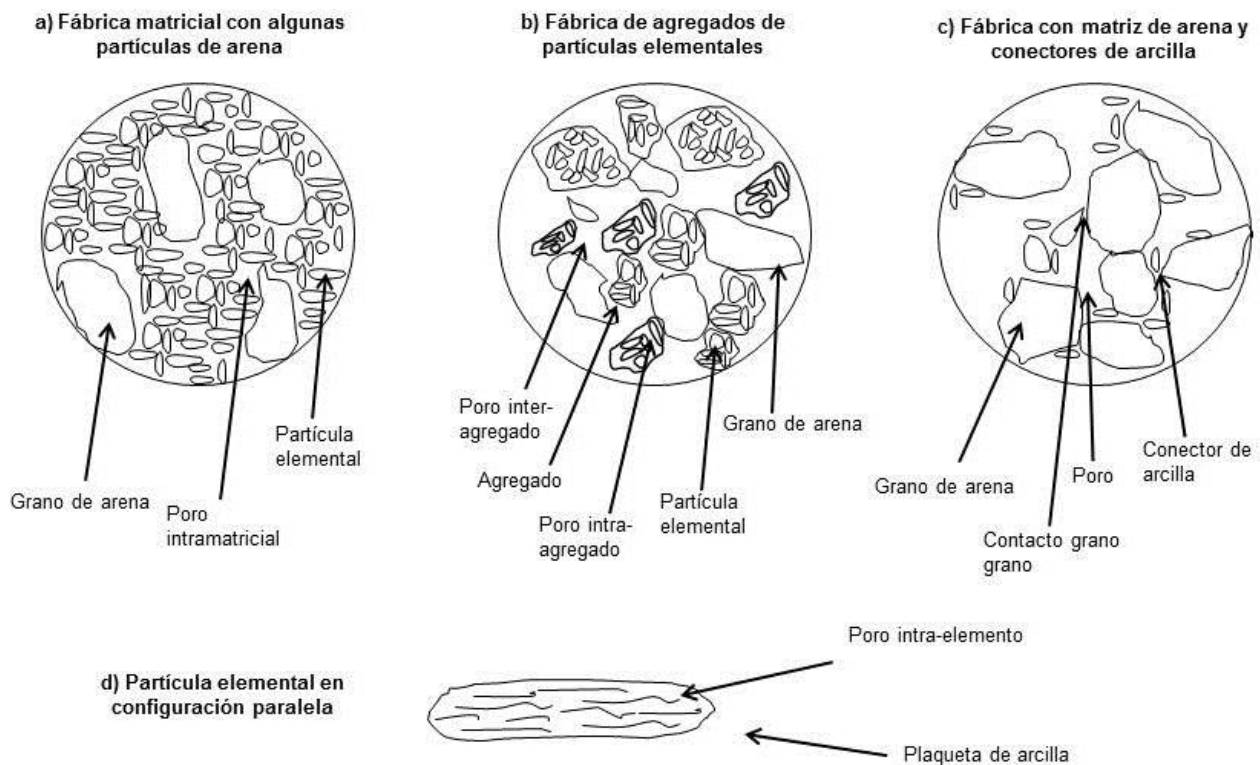


Figura 2.1.9. Tipos de microfábrica fundamentales del suelo (Alonso *et al.*, 1987).

Por lo tanto, la microfábrica alcanzada por el suelo compactado dependerá, básicamente, de la humedad de compactación y del tipo de suelo. Se ha progresado mucho en el conocimiento de la microfábrica de los suelos compactados gracias a los avances en el desarrollo y perfeccionamiento de métodos de observación directa e indirecta, entre los que destacan el microscopio electrónico de barrido (MEB) y el de transmisión, o el estudio de la porosidad a partir de técnicas de intrusión de mercurio (Diamond, 1970; Ahmed *et al.*, 1974; Prapaharan *et al.*, 1991; Mendoza y Alberro, 1992; Gens *et al.*, 1995; Delage *et al.*, 1996; Delage y Graham, 1996; Agus, 2005; Agus y Schanz, 2008; Delage *et al.*, 2006; Arifin, 2008).

Por último, cabe mencionar la energía específica con la que se lleva a cabo la compactación como uno de los factores externos que influye en el proceso. En la figura 2.1.10 se pueden observar las curvas de compactación de un mismo tipo de suelo (arcilla arenosa con $LL=31$ y $LP=26$) sometido a distintas energías de compactación. La energía se estimó variando los golpes del martillo que se emplean para compactar el suelo; 20 golpes/capa, 25 golpes/capa, 30 golpes/capa y 50 golpes/capa (Das, 2010). Existe una gran influencia de la variación de la energía sobre el grado de compactación del suelo ya que, según va aumentando la energía de compactación, el peso específico seco máximo (γ_{dmax}) también va aumentando mientras disminuye el contenido de humedad óptimo (w_{opt}) necesario para obtener dicha densidad.

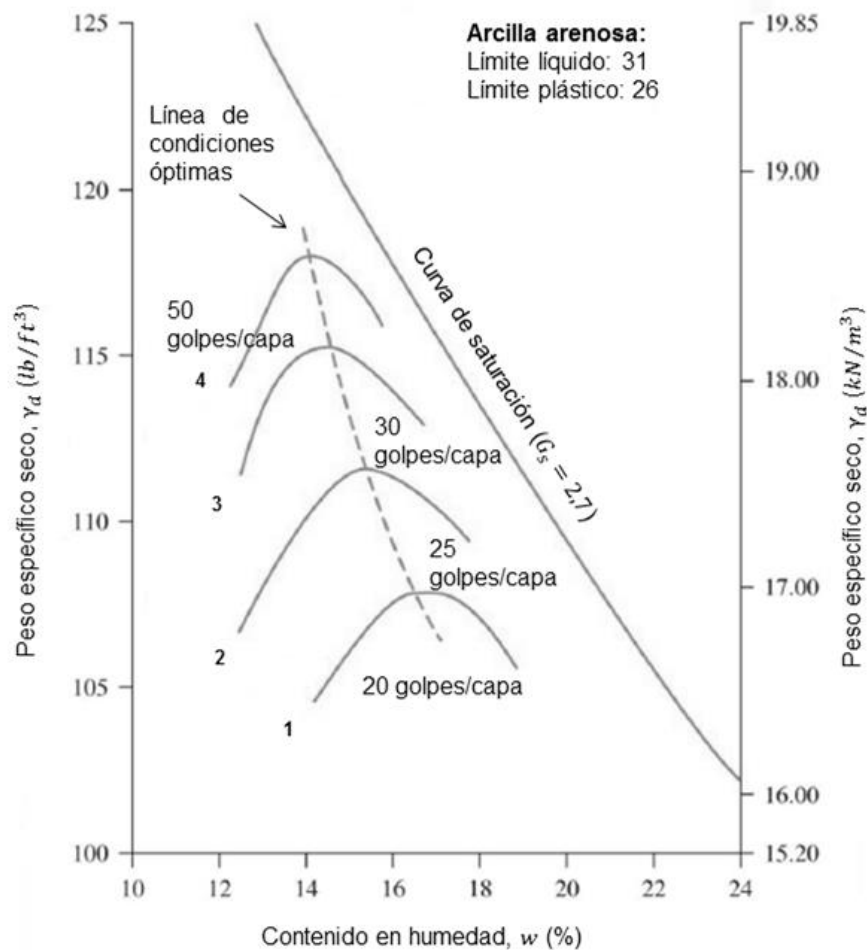


Figura 2.1.10. Curvas de compactación de arcilla arenosa con un $LL = 31$ y $LP = 26$ sometida a distintas energías de compactación con su curva de saturación y línea de las condiciones óptimas de las curvas (Das, 2010).

Efectos de la compactación en suelos arcillosos

La compactación tiene una gran influencia en la microfábrica de los suelos y propiedades ingenieriles de los mismos. Lambe (1958) estudió el efecto de la compactación en la microfábrica de suelos arcillosos y en la figura 2.1.11 se ilustran los resultados obtenidos.

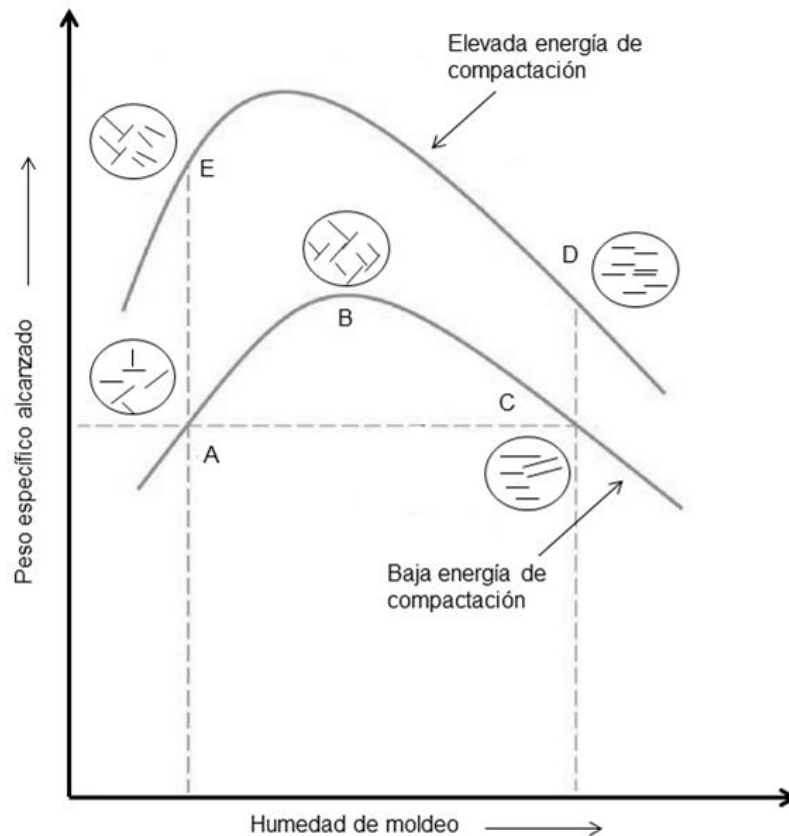


Figura 2.1.11. Curvas de compactación de los suelos arcillosos para dos energías de compactación distintas con sus correspondientes microfábricas (Lambe, 1958).

En el punto A de la figura 2.1.11 se observa que si la arcilla es compactada del lado seco al óptimo de la curva de compactación, mostrará una microfábrica de aspecto floculado. Este tipo de microfábrica se genera, a bajos contenidos de humedad, ya que no se llega a desarrollar una doble capa de iones alrededor de las partículas arcillosas; por lo tanto, se reduce la fuerza de repulsión entre las partículas. Esta reducción de la fuerza de repulsión da una distribución de las partículas floculadas y una densidad menor. Cuando se va incrementando el contenido en humedad, punto B, la doble capa alrededor de las partículas se expande, aumenta la fuerza de repulsión entre las partículas, por lo tanto, ofrecen un menor grado de floculación y un valor más elevado de densidad seca. A continuación, se va aumentando el contenido en humedad (puntos B a C en el caso de baja energía de compactación y hacia el punto D en el caso de elevada energía de compactación) y la doble capa se incrementa más. Este incremento resulta de un continuo aumento de la repulsión entre las partículas y, por tanto, un mayor grado de reorientación de las láminas de arcilla, dando lugar a una microfábrica más o menos dispersa. Sin embargo, esta parte del grado de compactación, la densidad disminuye porque al

añadir agua debilita la concentración de las partículas sólidas por unidad de volumen (Lambe, 1958).

Por otra parte, para una arcilla compactada con el mismo contenido de humedad pero con una energía de compactación mayor (punto E), las partículas arcillosas se disponen con una orientación más paralela, es decir, la muestra presenta una microfábrica más dispersa. Las partículas arcillosas se encuentran más juntas por lo que el suelo tiene una mayor densidad seca.

Diversos autores como Lambe (1958) y Seed y Chan (1959), tras el trabajo de Proctor (1933), realizaron interpretaciones de microfábrica que contribuyeron a crear un modelo básico de referencia para interpretar el comportamiento de los suelos compactados. Lambe (1958) postuló que en el lado húmedo de la curva de compactación (humedades superiores al óptimo) se alcanzaban microfábricas "dispersas" o "cerradas", caracterizadas por disposiciones subparalelas de las partículas de arcilla. En el lado seco (humedades inferiores al óptimo) predominaban las microfábricas "floculadas" o "abiertas" en las que las partículas de arcillas se disponían en configuraciones cara-borde, en principio más inestables frente a cambios de humedad. Basados en una evidencia indirecta (ensayos tensión-deformación), Seed y Chan (1959) destacaron que la microfábrica del suelo está muy controlada por las deformaciones de corte producidas durante el proceso de compactación.

La interpretación original de Lambe (1958) evolucionó hacia los conceptos basados en la disposición de las partículas de arcilla en "agregados" o macro-partículas integradas por laminillas de arcilla que, si son suficientemente rígidas, pueden dar al suelo arcilloso una apariencia granular. Las contribuciones de Barden y Sides (1970), Brackley (1975) y Mc. Gown y Collins (1975), entre otros, ayudaron a definir la microfábrica del suelo para diferentes condiciones de compactación.

La compactación que, como se acaba de presentar, reduce la porosidad y la densidad, y por ende, modifica la permeabilidad, compresibilidad y resistencia de los materiales.

Como ya se ha mencionado con anterioridad, la compactación también ejerce una gran influencia en la conductividad hidráulica (k) de suelos que representa la medida de la facilidad con la que el agua circula a través de los suelos. En la figura 2.1.12b se muestra la curva de compactación de un suelo fino (parte inferior de la figura) y su correspondiente curva de conductividad hidráulica (figura 2.1.12a), obtenidas de los ensayos realizados sobre las arcillas arenosas de Jamaica. De la

curva de compactación del suelo fino en relación con su conductividad hidráulica se deduce que según va aumentando el contenido en humedad (w) va disminuyendo la conductividad hidráulica (k) hasta alcanzar, aproximadamente, su valor mínimo en la humedad óptima (w_{opt}); posteriormente, aumentando el contenido en w se observa que ya no ejerce un efecto significativo sobre la k . Este valor elevado de la conductividad hidráulica en el lado seco de la curva de compactación es debido a la orientación floculada de las partículas arcillosas que resulta en una mayor porosidad.

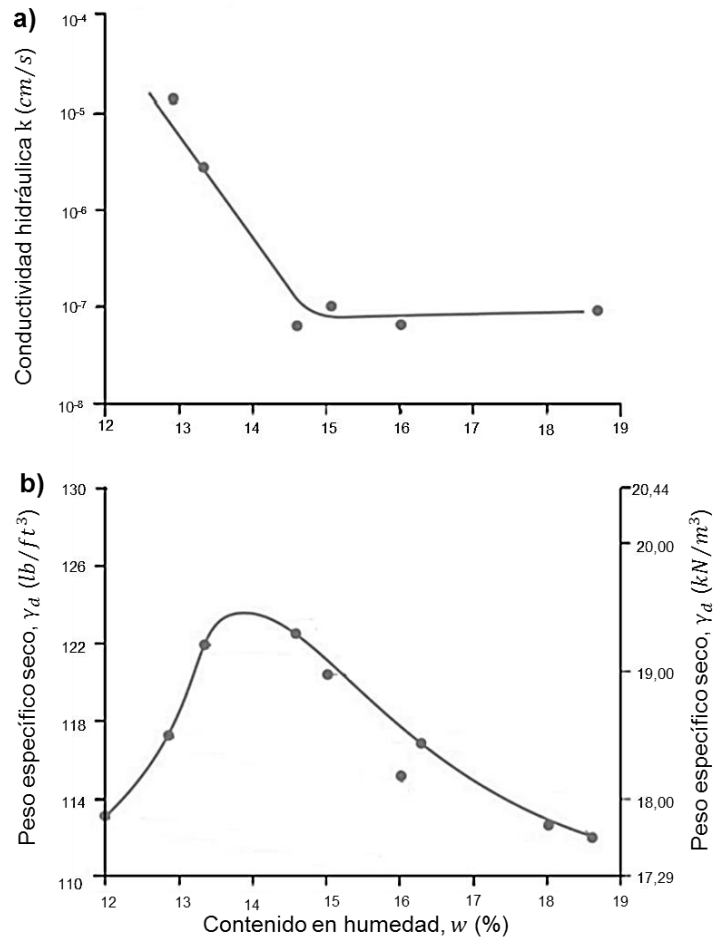


Figura 2.1.12. Correlación del contenido de humedad con peso específico y conductividad hidráulica (k) de un suelo arcilloso (Adaptado de Lambe, 1958b).

En la figura 2.1.13 se muestran las características de compresibilidad de suelos arcillosos compactados del lado seco y del lado húmedo de la curva de compactación. Para bajas presiones de consolidación, un suelo compactado del lado húmedo es más compresible que un suelo compactado del lado seco. Esto se ilustra en la figura 2.1.13a. Para altas presiones, la tendencia es exactamente la opuesta como se observa en la figura 2.1.13b, un suelo compactado del lado seco es más compresible

que un suelo compactado del lado húmedo. Para muestras compactadas en el lado seco, la presión de consolidación tiende a orientar las partículas normalmente a su dirección de aplicación. La porosidad entre las partículas arcillosas se reduce al mismo tiempo. Sin embargo, en suelos compactados del lado húmedo, la presión de consolidación meramente reduce la porosidad entre las partículas arcillosas. A muy altas presiones, es posible tener microfábricas idénticas para suelos compactados del lado seco y del lado húmedo.

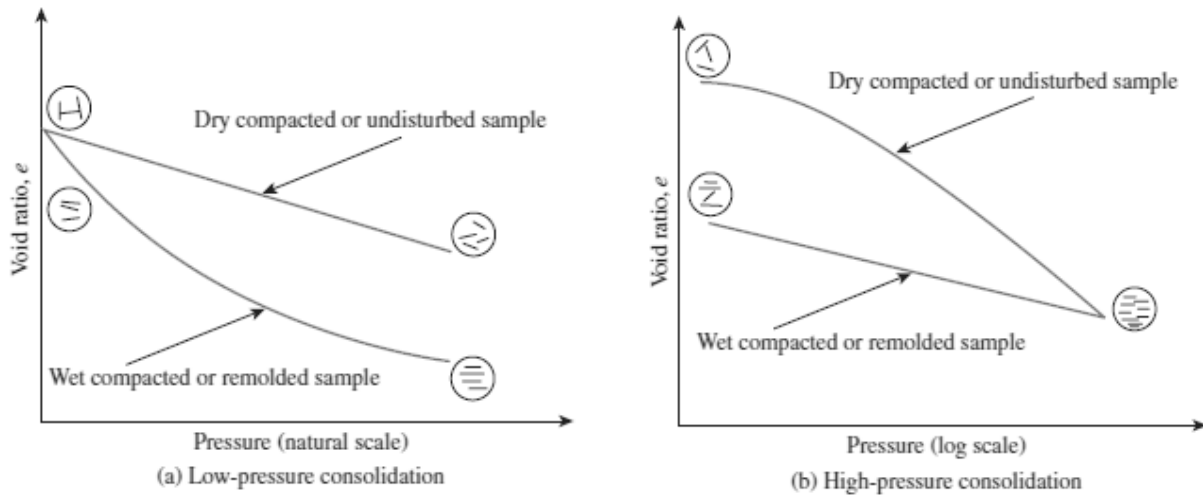


Figura 2.1.13. Efecto de la compactación en el ensayo de compresibilidad unidimensional para suelos arcillosos con (a) baja presión de consolidación y (b) alta presión de consolidación (Lambe, 1958b).

Destacar la influencia del proceso de compactación en la resistencia al corte de suelos arcillosos. Se muestran en la figura 2.1.14 los resultados obtenidos de unos ensayos de resistencia a compresión simple realizados sobre las muestras del lado seco (A), cerca de la humedad óptima (B) y del lado húmedo (C) de la curva de compactación de un suelo cohesivo. En la parte superior derecha de la figura se muestra la gráfica de la curva de compactación del suelo indicando las condiciones de $\gamma_d - w$ de las muestras A, B y C. En general, la resistencia de suelos arcillosos disminuye con el contenido en humedad ya que, como se observa en la figura 2.1.14, la resistencia a compresión uniaxial (q_u) se reduce notablemente en la muestra compactada del lado húmedo (C) de la curva de compactación.

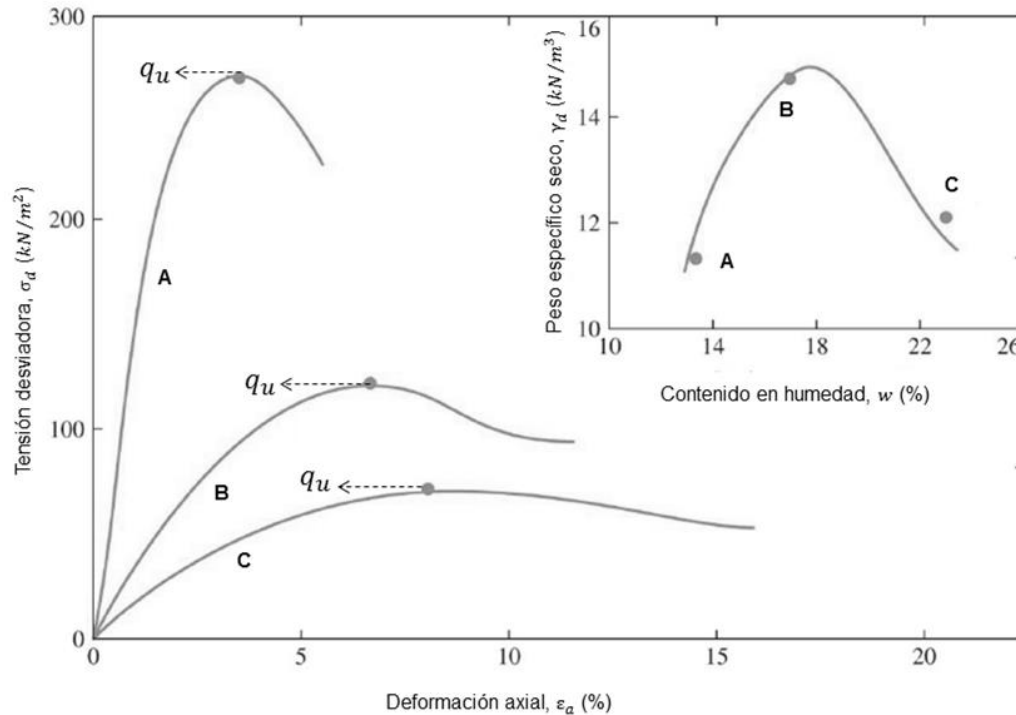


Figura 2.1.14. Ensayo de resistencia a compresión simple, relación tensión desviadora y deformación axial de tres muestras de suelo compactado arcilloso; A) lado seco, B) cerca de la humedad óptima y C) lado húmedo de la curva de compactación (gráfico en la parte superior derecha) (Das, 2010).

Existen algunas arcillas expansivas que no mantienen esa compactación aplicada en las obras de campo ya que se expanden con la entrada del agua y con la pérdida de humedad experimentan el fenómeno de retracción. Esta retracción e hinchamiento del suelo puede causar serios peligros en las cimentaciones de estructuras. La naturaleza de la variación de la expansión y retracción de las arcillas expansivas se muestra en la figura 2.1.15. En el estudio realizado por Das (2010), dedujo en el laboratorio que con esta variación que experimentan las arcillas expansivas se puede ayudar a los ingenieros para adoptar en la compactación el contenido en humedad para minimizar el hinchamiento y la retracción que sufre el suelo.

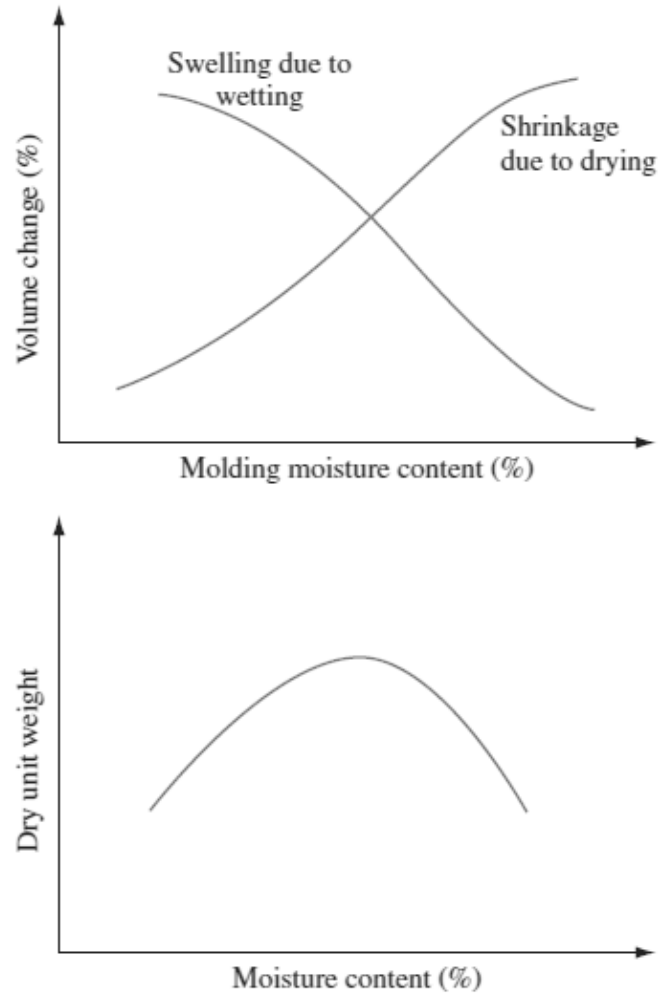


Figura 2.1.15. Naturaleza de la variación en el hinchamiento y la retracción de una arcilla expansiva (Das, 2010).

Por todo lo explicado con anterioridad, el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye, son indispensables para dimensionarla y asegurar su estabilidad, y por ello se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e *in situ*, que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales.

Basándose en la normativa Americana *Engineering and Design: General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams* (EM 1110-2-1906), en general, el material a utilizar en la mayor parte de las obras de tierra tendrá un 2% menos o un 3% más de la humedad óptima, esto es, deberá quedar compactado o bien del lado seco o bien del lado húmedo de la curva de compactación como determina el ensayo de Proctor con la energía de Proctor normal. En esta normativa

(EM 1110-2-1906), el contenido en humedad es un requerimiento principal en la construcción ya que el efecto del contenido en agua en las propiedades ingenieriles de los rellenos compactados es muy importante. La normativa explica que los suelos compactados del lado húmedo exhiben un comportamiento de tipo plástico en lo relativo a la resistencia-deformación (el módulo de deformación es relativamente bajo) y pueden evolucionar a bajas resistencias y a altas presiones de poros durante la construcción. Alternativamente, los suelos compactados del lado seco poseen un comportamiento de resistencia-deformación más rígido (módulo de deformación alto), evolucionando a altas resistencias y bajas presiones de poros durante la construcción, y consolidando menos que los suelos compactados del lado húmedo. Sin embargo, los suelos compactados del lado seco pueden sufrir asentos indeseables durante la saturación. Las grietas en los terraplenes tenderán a ser menos profundas y más autoregenerativas si se compacta del lado húmedo de la curva de compactación que del lado seco. Esto es debido a los resultados de la baja resistencia al corte, que no pueden soportar grietas abiertas profundas, y a bajos módulo de deformación. En esta normativa existe un apartado para la construcción de presas sobre cimientos compresibles y débiles, dónde se establece que los materiales del cimiento y del terraplén deben tener características de resistencia-deformación lo más similares posibles. Los terraplenes pueden ser más plásticos y tendrán un mejor ajuste a los asentos si son compactados del lado húmedo de la curva de compactación.

Efectos de la compactación analizado en esta tesis

En la presente tesis se ha llevado a cabo:

- Análisis de los parámetros de compresibilidad y deformabilidad con la densidad seca máxima (ρ_{dmax}), del lado seco y del lado húmedo de la curva de compactación del material.
- Análisis de la resistencia del material con la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) y del lado húmedo.

Las relaciones $w_{opt} - \rho_{dmax}$ de cada material ensayado se han determinado en el laboratorio simulando las energías de compactación, el ensayo de compactación de Proctor normal estándar (PN) siguiendo la normativa UNE 103500:1994 o ASTM D-698-78 o AASHTO T99-86 y el ensayo Proctor modificado (PM) con la UNE 103501:1994 o ASTM D-1557-78 o AASHTO T180-86, como se resume en la tabla 2.1.1. Ambos ensayos determinan la relación entre la densidad seca (ρ_d) con la humedad (w) de suelos o materiales granulares y finos.

Tabla 2.1.1. Características de los ensayos de compactación con las energías de PN y PM llevados a cabo en esta tesis.

Tipo de ensayo	Peso maza (kg)	Caída libre (mm)	Capas	Golpes/capa	Diam molde (mm)	Energía específica (kNm/m ³)
Proctor Normal (PN)	2,5	305	3	25	101,6	600
				56	152,4	
Proctor Modificado (PM)	4,54	457	5	25	101,6	2700
				56	152,4	

2.2. Estabilización

El concepto de estabilización es más amplio y general que el de compactación, e incluye cualquier procedimiento útil para mejorar las propiedades geotécnicas o ingenieriles del suelo, mediante la modificación de su microfábrica, mineralogía o distribución granulométrica. Entre los tipos de estabilizaciones más utilizados en la actualidad, caben destacar la estabilización con cal, cemento, cenizas volantes, material granular con arcilla para barreras impermeables y material granular estabilizado con material arcilloso.

En la construcción de terraplenes de presas, pavimentos, pistas aeroportuarias, explanadas de carreteras, infraestructuras ferroviarias, escolleras, muelles, etc., es fundamental minimizar y compensar al máximo posible el movimiento de tierras debido a consideraciones ambientales, técnicas y económicas. La necesidad de terrenos para préstamos y vertederos puede llegar a ser el factor determinante en esta optimización. Por lo tanto, es necesario intentar utilizar todos los materiales que se encuentran directamente en la traza de las propias obras, sean cuales sean sus propiedades. Esto obliga a la realización de un estudio detallado de las propiedades de los materiales para así adoptar los tratamientos y medidas necesarios para lograr que su comportamiento sea apto y cumpla las especificaciones requeridas por la normativa vigente durante la vida útil de la obra, y por supuesto, a un coste razonable. En la figura 2.2.1 se muestra un perfil longitudinal ideal de una obra lineal en la que es necesario el empleo de materiales compactados para cumplir la exigencia de cualquier infraestructura lineal: compensar el volumen de desmonte necesario con el de rellenos. Los suelos compactados también son empleados en otro tipo de obras en los que forman la parte más importante de la misma, como son las presas de tierras e

incluso como materiales de sellado para el almacén de residuos radioactivos de alta actividad.

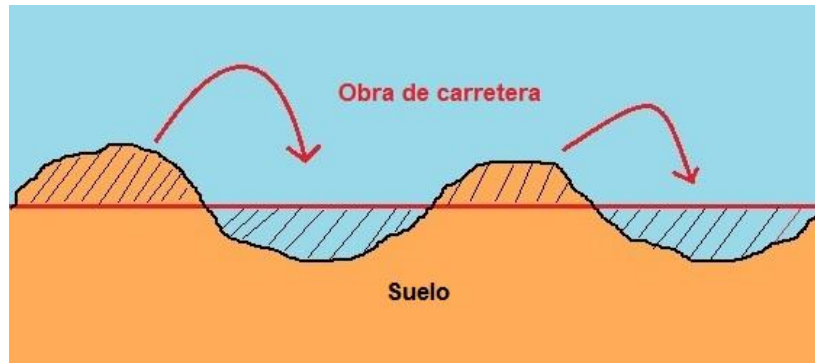


Figura 2.2.1. Esquema de material de una obra de carretera y su reutilización.

La decisión acerca de qué tipo de ligante es el más apropiado para la estabilización del terreno natural depende de una gran cantidad de factores. Es muy importante tener en cuenta el tipo del suelo natural y cuáles son las propiedades geotécnicas del suelo que se desean modificar. Las propiedades ingenieriles de los suelos consideradas más importantes son resistencia, compresibilidad, cambio de volumen, permeabilidad y durabilidad (Ingles y Metcalf, 1972; Sherwood, 1993; EuroSoilStab, 2002). Para lograr una estabilización con éxito deben realizarse ensayos de laboratorio sobre las muestras más representativas del suelo natural para poder determinar las propiedades ingenieriles tanto del material natural como del material estabilizado con un determinado aglomerante. Estos ensayos incluyen el estudio del material con diferente proporción de ligante para determinar una composición adecuada de la mezcla evaluando la efectividad de la estabilización. Para obtener una mayor precisión de las propiedades ingenieriles es siempre recomendable realizar el campo de pruebas sobre el material estabilizado dado que los ensayos de laboratorio pueden proporcionar unos resultados sobreestimando las propiedades geotécnicas en comparación con las correspondientes *in situ* (Makusa, 2012). Los resultados obtenidos mediante los ensayos tanto en el laboratorio como *in situ* mejorarán el conocimiento de la elección del método de estabilización, su efectividad sobre determinado tipo del terreno y las cantidades del aglomerante a emplear (EuroSoilStab, 2002).

A través de la estabilización, los suelos desfavorables pueden ser mejorados con mezcla mecánica bien con material granular, bien con materiales cementantes conocidos como ligantes o agentes estabilizadores de aportación (cemento, cal,

cenizas volantes de diferentes procedencias, escorias de alto horno, yeso, etc.). Con esto se consigue la mejorar las propiedades geotécnicas, tales como aumento de la resistencia, disminución de la conductividad hidráulica, reducción de la deformabilidad, etc. Por lo general, los suelos estabilizados poseen una mayor resistencia, menor permeabilidad y menor compresibilidad que el terreno natural.

Principalmente, los suelos con contenidos apreciables de arcillas y limos de alta plasticidad, objeto de estudio de esta tesis, muy frecuentes en toda la geografía mundial, presentan graves problemas geotécnicos para su empleo en la construcción de infraestructuras debidos a su elevada plasticidad, reducida capacidad portante e inestabilidad de volumen en función de la humedad (hinchamiento y retracción).

2.2.1. Estabilización con cal

En la actualidad, uno de los métodos de estabilización más usado en la construcción es la adición de cal que deriva de prácticas antiguas que se han ido modificando en el laboratorio y en campo a lo largo de los años (McDowell, 1959).

La estructura básica del mineral de la arcilla consiste en una unidad tetraédrica formada por iones de sílice rodeados por cuatro átomos de oxígeno equidistantes del mismo constituyendo los vértices de la forma geométrica. La agrupación de los minerales de la arcilla forman láminas muy delgadas de unidades de mallas tetraédricas y octaédricas. Las unidades octaédricas están formadas por seis grupos hidroxilos (OH) en los vértices rodeando a un átomo de aluminio o magnesio como se muestra en la figura 2.2.2. Estas unidades se combinan entre ellas compartiendo caras de los octaedros o vértices de los tetraedros para formar estructuras del tipo laminar o lineal.

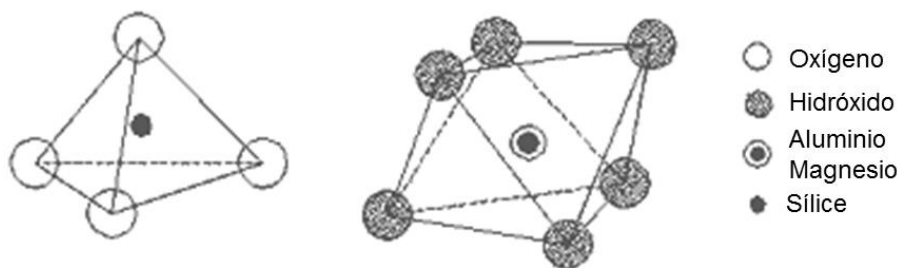


Figura 2.2.2. Estructuras atómicas básicas de los minerales de arcilla (a) unidad tetraédrica y (b) unidad octaédrica (Whitlow, 1994).

La base teórica de la estabilización con cal se basa en que produce reacciones químicas como intercambio catiónico (figura 2.2.3) y reacciones puzolánicas. El intercambio catiónico ocurre cuando la cal toma contacto con las arcillas y los cationes de calcio tienden a reemplazar a otros que están adsorbidos en la superficie de sus partículas. Este intercambio desplaza a cationes monovalentes usuales en las arcillas naturales, como los de sodio, potasio o magnesio.

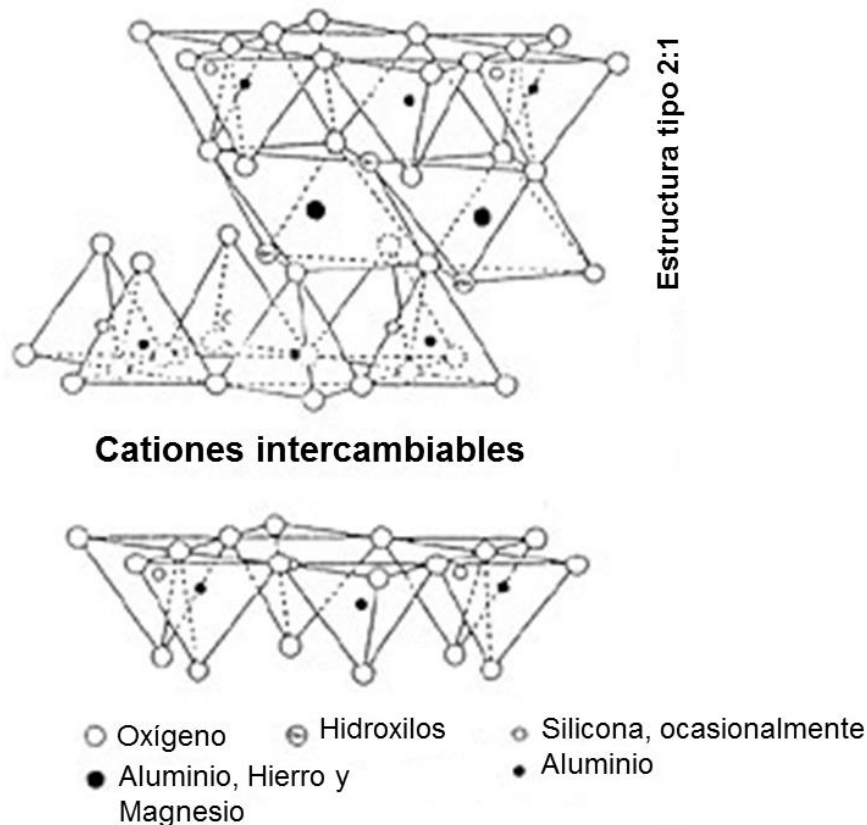
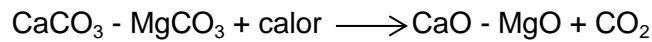
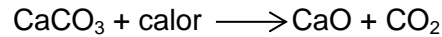


Figura 2.2.3. Esquema del intercambio catiónico de las arcillas (Grim, 1968).

Estas reacciones químicas incrementan la manejabilidad y permeabilidad, mejoran las propiedades de resistencia, incrementan el límite de contracción y disminuyen el índice plástico al igual que el límite líquido (Braja, 2001) de tal manera que los cambios volumétricos también disminuyen. Las cales empleadas para la mejora y/o estabilización de los suelos arcillosos son:

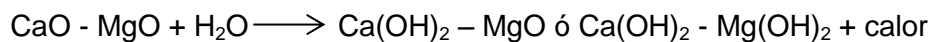
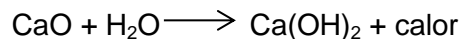
- Cal viva: producto formado por óxidos e hidróxidos de calcio (CaO y Ca(OH)_2) y magnesio (MgO y Mg(OH)_2) procedente directamente del proceso de calcinación de minerales calcínicos o dolomíticos. Además, suele contener en función del material de procedencia, óxidos de silicio (SiO_2), aluminio (Al_2O_3) y hierro (Fe_2O_3). El proceso de calcinación consiste

en la aplicación de calor a los minerales compuestos por carbonatos cálcicos y magnésicos (en proporciones variables según la calidad y tipología del mineral base) para dar lugar a la formación de óxidos de cal y magnesio. Este proceso lleva consigo el desprendimiento de dióxido de carbono como se observa en las reacciones a continuación.



El producto de esta reacción es la denominada “cal viva”. Para la obtención de un buen producto es necesario que el mineral base sea de gran pureza en cuanto al contenido de carbonatos aunque, influyen otra serie de factores físicos del mineral como la granulometría, superficie del mineral expuesto a calcinación, porosidad y densidad. La cal viva se presenta en forma de grano o molidas en polvo, incluso, en ocasiones, micronizadas. En este tipo de cal no se ha hidratado el producto de la calcinación.

- Cal apagada: este tipo de cal procede de la hidratación de la cal viva. Por ello, está compuesta por hidróxidos de calcio y/o magnesio. Si al óxido de calcio y/o magnesio obtenido se le añade agua en cantidad suficiente, se origina la formación de hidróxido de calcio y/o magnesio las siguientes reacciones:



Como se aprecia de las reacciones de apagado son altamente exotérmicas. El producto final de estas reacciones se denomina “cal apagada”. Debido a este proceso de hidratación, se puede disponer de este tipo de cal en forma de pasta, lechada, suspensión de cal en agua o en forma de polvo seco.

Existen otras clasificaciones de los tipos de cal basadas en la composición del mineral base sometido a calcinación:

- Cal de alto contenido en calcio: Cal compuesta principalmente por óxidos de calcio procedentes de mineral base de CaCO_3 y con contenido inferior al 5 % de MgCO_3 .

- Cal dolomítica: Cal compuesta por óxidos de calcio y magnesio procedentes de mineral base de CaCO_3 y con contenidos superiores al 5 % de MgCO_3 . Este tipo de cal es menos soluble en agua y su hidratación es más lenta y, por lo tanto, desprende menor cantidad de óxido de calcio, por lo que para ciertos casos es ineficaz que las cálcicas.

Por último, otro tipo de clasificación está basada en los materiales de origen y sus procesos de obtención:

- Cales aéreas: Se obtienen a partir de rocas calizas con un contenido de más del 95% de carbonatos. Están compuestas por óxido e hidróxido de calcio y magnesio que se endurecen en contacto directo con el CO_2 del aire. Este tipo de cales no tienen propiedades hidráulicas ya que no se endurecen con el contacto con agua.
- Cales hidráulicas: Se obtienen de rocas calizas que contienen arcillas por su calcinación y posterior hidratación. Por lo tanto, además de hidróxido cálcico incorporan silicatos y aluminatos cálcicos a su composición. Por ello, este tipo de cales tienen propiedades hidráulicas, es decir, se endurecen con el agua y con el CO_2 .

A lo largo de la historia numerosos autores han estudiado la estabilización de suelos mediante la cal. Por ejemplo, Anday (1961 y 1963) estudió la importancia de llevar a cabo el correcto proceso de fraguado de la cal para desarrollar totalmente la reacción puzolánica, la cual es clave para ganar resistencia y estabilidad del suelo a largo plazo. El periodo de fraguado de la cal puede llegar a afectar a la respuesta del material con respecto a la trabajabilidad y a la compactación. Este hecho fue estudiado por Mitchell y Hooper (1961).

La estabilización de suelos arcillosos de diferente mineralogía pueden necesitar diferentes cantidades y tipos de cal, por ello es necesario estudiar en profundidad la reacción de productos suelo - cal como mencionaron Eades *et al.* (1963). Estos autores, en su estudio compararon la caolinita de Georgia que requirió de un 4% de cal hidratada para estabilizarla, con la montmorillonita de Wyoming que no fue reactiva hasta que no añadieron el 10% de cal hidratada. Estos resultados reforzaron la necesidad de diseñar la mezcla y un ensayo rápido para determinar la correcta cantidad de cal utilizada.

Akawwi y Al-Kharabsheh (2000), evaluaron la estabilización con cal de los suelos expansivos de Amman y observaron que el potencial de cambio volumétrico depende,

básicamente, de la composición mineralógica. Los autores estudiaron los suelos arcillosos expansivos de Amman y dedujeron que añadiendo cal viva como agente estabilizador los índices de plasticidad y expansividad se reducen. Los mejores resultados fueron obtenidos con la adición del 3,5% al 5% de cal. El aumento del contenido en cal produjo un descenso del límite líquido pero un aumento del límite plástico. También, añadiendo un porcentaje del 4% o inferior mostró que el índice de plasticidad disminuye.

Lund y Ramsey (1958) y Taylor y Arman (1960) fueron de los primeros en concluir que el aumento o la disminución del límite líquido en suelos estabilizados con cal dependen del tipo de suelo. Bell (1996) investigó los efectos de la estabilización con cal en las propiedades geotécnicas de los minerales de las arcillas. En su estudio consideró 3 minerales de la arcilla; montmorillonita, caolinita y cuarzo. Después del tratamiento con cal, el límite líquido de la montmorillonita disminuye, mientras que el de la caolinita y el del cuarzo aumentan. En el estudio de Parsons *et al.*, (2001) usaron cinco tipos de suelos para evaluar el procedimiento de mezcla del suelo usando cal mezclándolos con un 2,5% y 5% de cal y los resultados mostraron que el límite líquido se reduce con el aumento en el contenido de cal. Esta reducción del límite líquido con el aumento en el contenido en cal en el proceso de estabilización fue estudiada anteriormente por Jan y Walker (1963) y Wang *et al.* (1963). Mientras, Zolkov (1962) descubrió que el aumento en el contenido en cal aumenta el límite líquido. Croft (1964) en su estudio explicó que el aumento del límite líquido de suelos estabilizados con cal está relacionado con la modificación de la afinidad de la superficie de la arcilla al agua; esa modificación es causada por los iones de hidroxilo. No obstante, el resultado final en todos los casos es la reducción del índice de plasticidad.

En el estudio llevado a cabo por Garzón *et al.*, (2006) sobre la estabilización mediante cal en filitas procedentes de una cantera situada en Almería, dedujeron que las muestras de filitas estabilizados con cal poseen una reducción importante de la plasticidad ocasionada fundamentalmente por el incremento del límite plástico (*LP*), con variaciones muy superiores a las experimentadas por el límite líquido (*LL*). Ayuso *et al.*, (1998) y Lara *et al.*, (1999) también llegaron a estas conclusiones para la estabilización de arcillas con un alto potencial expansivo. Estos resultados de Garzón *et al.*, (2006) pueden observarse en la tabla 2.2.1. A medida que se incrementa la proporción de cal, la reducción de la plasticidad es menor; así en el suelo estabilizado con una proporción de un 3% se produce una reducción de aproximadamente un 74,6% y de un 12,1% en el suelo estabilizado con una proporción de un 7% de cal. Estos autores corroboraron los resultados obtenidos por Ayuso (1998) que,

estabilizando el suelo arcilloso del Valle de Guadalquivir (AAG) con cal, en porcentajes superiores al 3% son poco efectivos en la reducción de la plasticidad.

Tabla 2.2.1. Resultados obtenidos de límites de Atterberg para el suelo arcilloso base (sin tratar) y los suelos tratados con diferentes porcentajes de cal. (Garzón *et al.*, 2006).

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Suelo base	25,6	17,2	8,4
Suelo + Cal 3%	31,85	29,72	2,13
Suelo + Cal 5%	36,90	31,12	5,78
Suelo + Cal 7%	40,80	33,42	7,38

Bauza (2015) llevo a cabo una recopilación acerca de los conocimientos que deben ser precisos para el tratamiento de los suelos arcillosos con cal para su empleo en la obra civil. En este estudio expone los efectos que tiene la aplicación de la cal sobre suelos arcillosos; reducción de la humedad natural del suelo, modificación de la granulometría, aumento de la permeabilidad, mayor trabajabilidad, reducción del índice de plasticidad, reducción del potencial de cambios volumétricos, modificación de las características de compactación, aumento de la consistencia y mayor resistencia a largo plazo. Además, explica que estos efectos están condicionados por una serie de factores como; contenido de arcilla en el suelo, sus características mineralógicas, contenido en materia orgánica y sulfatos solubles, plasticidad, pH, humedad de compactación, el período de maduración y curado así como la temperatura, la presencia de agua, su flujo y la formación de hielo.

Camacho *et al.*, (2006) llevaron a cabo un estudio comparativo del tratamiento con distintos aditivos (cal, cenizas volantes y aceite sulfonado) para estudiar las propiedades deformacionales de una arcilla sódica altamente expansiva (bentonita), con el fin de determinar las ventajas técnicas de cada alternativa bajo las mismas condiciones y ensayos. Los autores evaluaron la variación del límite líquido (LL), índice de plasticidad (IP), presión de expansión (PE) e índice de expansión (IE) para cada dosificación para las diferentes mezclas de cenizas volantes, aceite sulfonado y cal (figura 2.2.4). Del estudio concluyeron que la cal es el aditivo que reduce en mayor proporción las propiedades expansivas de la bentonita, siendo el aditivo técnicamente más eficiente.

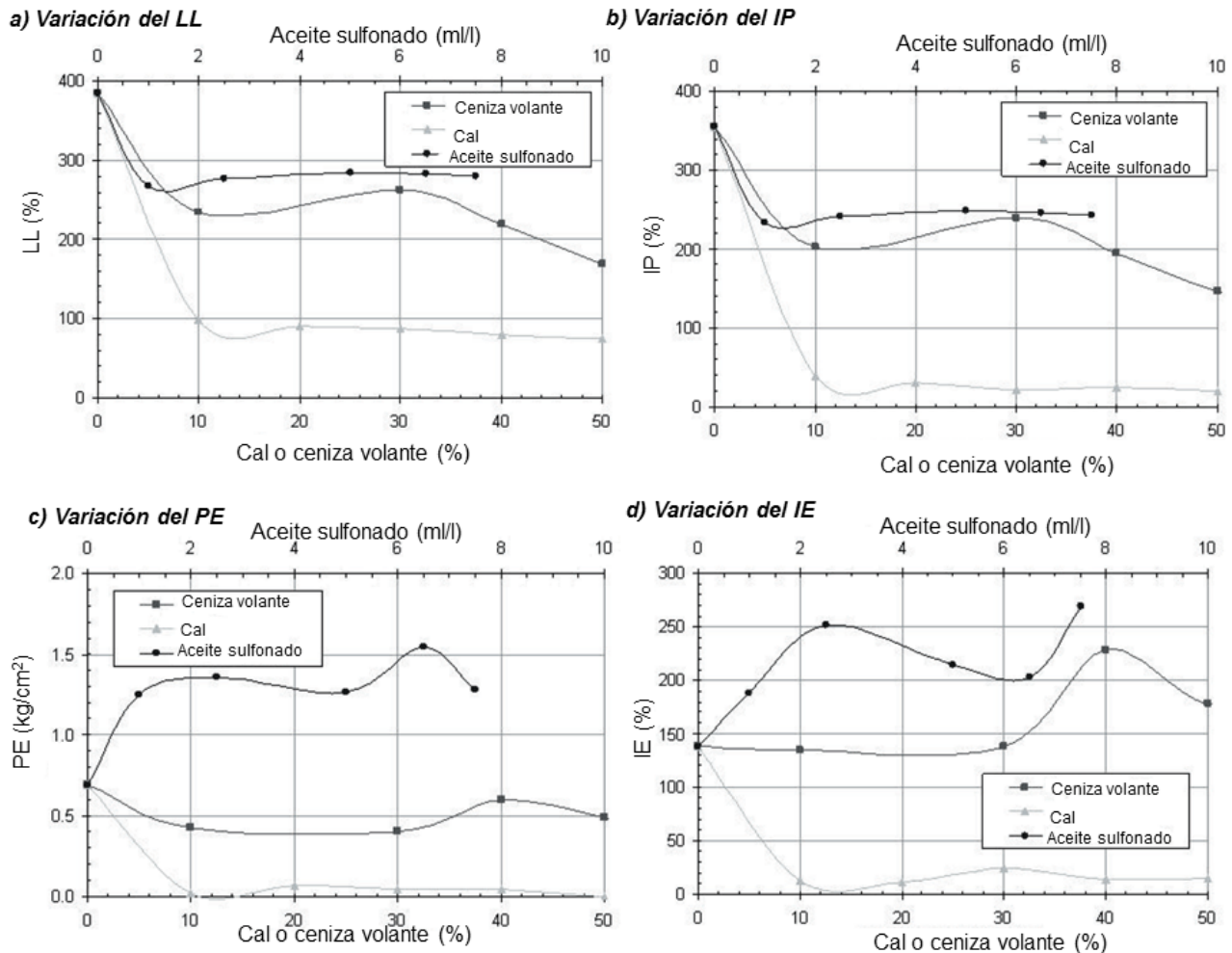


Figura 2.2.4. Variación de LL , IP , PE y IE en función del porcentaje de diferentes aditivos usados en el tratamiento de arcillas sódicas expansivas (Camacho *et al.*, 2006).

Aunque la cal es uno de los aglomerantes más usados para mejorar las propiedades de los materiales en la construcción, el impacto ambiental y algunas deficiencias mecánicas que ejercen en su mejora, no deben ser ignorados. Uno de los problemas derivados de la aplicación de cal es la reducción de la plasticidad del suelo que puede provocar la rotura de tipo frágil del terreno (Clare y Crushley, 1957; Sabry *et al.*, 1996). También se ha visto el impacto ambiental que pueden producir las plantas de producción de cal debido a la contaminación del aire y generación de los elementos tóxicos en el suelo. Por todo ello, en muchas ocasiones se realiza la sustitución parcial de cal con otros aglomerantes para reducir el daño asociado y mejorar las propiedades ingenieriles de la cal como la resistencia y sus propiedades mecánicas.

En Keramatikerman *et al.*, (2016) se estudia la sustitución parcial de cal con escoria de horno alto llamada “*Ground Granulated Blast Furnace Slag*” (GGBFS), el producto de los procesos de fabricación de acero. Los resultados de ensayo de compresibilidad volumétrica (VSS), ensayo de resistencia a compresión uniaxial (UCS) y ensayos de resistencia al corte (RS), demuestran que con la adición de GGBFS a la cal, hay una reducción muy efectiva en la contracción volumétrica de la arcilla estabilizada con cal, y ese comportamiento está linealmente relacionado con el periodo de curación. Los autores observaron mediante el microscopio electrónico de barrido y difracción de rayos X que en las muestras de arcilla estabilizada con cal donde añadieron GGBFS, se generaron materiales cementantes con mayor rapidez. La difracción de rayos X reveló que los productos principales de deshidratación son productos cementantes como los hidratos de silicato de calcio y aluminato de calcio. En la figura 2.2.5 se muestra un ejemplo de los resultados obtenidos para el ensayo UCS en dos casos; a) mezcla de arcilla con cal y b) mezcla de arcilla con distintos porcentajes de GGBFS con un 2% cal con distintos periodos de curación (tres, siete y catorce días). Los ensayos UCS revelaron que el reemplazamiento parcial de la cal con los GGBFS tiende a aumentar significativamente la resistencia a compresión para todos los periodos de curación debido a la aceleración en la producción de productos cristalinos cementantes en las muestras arcillosas estabilizadas con cal. Este tipo de escoria de alto horno también fue usada anteriormente para estabilización de arcilla por Wild (1998 y 1999), Higgins (2007), James *et al.* (2008), Nidzam y Kinuthia (2010), Yi *et al.* (2013), Vakili *et al.* (2016).

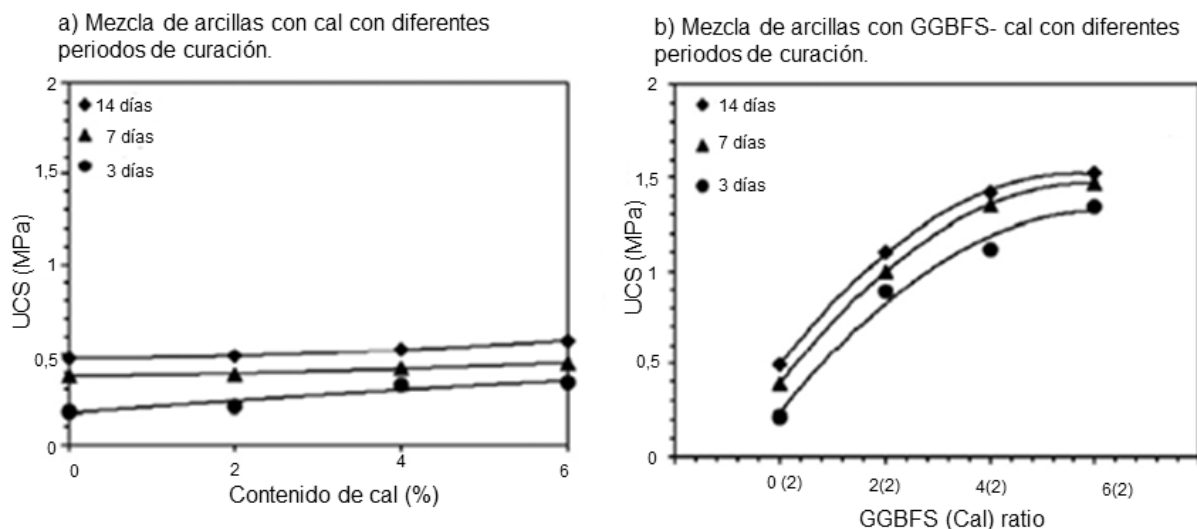


Figura 2.2.5. Resultados del ensayo UCS para la mezcla de arcilla con cal y arcilla con GGBFS-cal (Keramatikerman *et al.*, 2016).

Como se ha expuesto, la estabilización con cal modifica la microfábrica del suelo, plasticidad, trabajabilidad, dispersabilidad, propiedades expansivas, su comportamiento frente a la deformabilidad y permeabilidad (Basma y Tuncer, 1991; Nalbantoglu y Tuncer, 2001; Seco *et al.*, 2011; Ouhadi *et al.*, 2014). Aunque se ha utilizado exitosamente para suelos arcillosos, estudios recientes cuestionan la efectividad del tratamiento a largo plazo en el caso de suelos de carácter margoso ya que el aumento de la resistencia, durabilidad y compresibilidad de los suelos está asociado a este tratamiento (Locat *et al.*, 1990; Wild *et al.*, 1996; Mallela *et al.*, 2004; Kassim *et al.*, 2005; Geiman, 2005). Una evaluación de las propiedades geotécnicas de margas estabilizadas con 2 % (en porcentaje en peso) de cal muestran que la plasticidad y la presión de hinchamiento, que inicialmente disminuyen, comienzan a aumentar después de un curado prolongado a un alto pH y temperatura ambiente (Ureña *et al.*, 2015).

Sol-Sánchez *et al.* (2016) observaron diferencias en la evolución del pH y la distribución del tamaño de las partículas en suelos margosos y arcillosos estabilizados con cal en el sur de España. Los aditivos que estudiaron fueron la cal dolomítica (procedente de lodos de residuos de cantera), ceniza volante de la incineración de biomasa, escoria de acero (procedente de hornos eléctricos) y cal convencional. La efectividad de estos aditivos fue evaluada midiendo la variación del pH, contenido en carbonatos y tamaño de las partículas a 0, 7, 14 y 28 días. Para las muestras margosas, los resultados demostraron que la cal dolomítica puede ser igual de efectiva que la cal convencional para la estabilización de suelos, mientras que la ceniza volante resultó ser el aditivo menos efectivo. Para las muestras arcillosas todos los aditivos del estudio realizaron grandes cambios en las propiedades del suelo.

En lo que se refiere a los suelos objeto del estudio (AAG), Elert *et al.* (2016) compararon las propiedades geotécnicas de las AAG sin tratar y tratadas con diferentes tipos de cal: cal calcítica y cal rica en magnesio (en porcentaje en peso). Los resultados se pueden observar en la tabla 2.2.2.

Tabla 2.2.2. Propiedades geotécnicas de arcillas margosas sin tratar y tratadas con diferente concentración de distinto tipo de cal, obtenidos para 201 días de curado (Elert *et al.*, 2016).

Propiedades	Sin tratar	Cal calcítica			Cal rica en magnesio		
		5 %	10 %	15 %	5 %	10 %	15 %
Peso específico seco (γ_d) (kN/m^3)	13,9	-	-	10,2	-	11,7	-
Hinchamiento libre (%)	8,6	-	-	1,9	-	0,6	-
Presión de hinchamiento (kPa)	500	-	-	210	-	40	-
Límite líquido (LL) (%)	67,0	69,5	51,0	70,8	60,7	53,8	51,2
Límite plástico (LP) (%)	24,3	23,8	41,2	56,9	29,1	36,0	46,8
Índice de plasticidad (IP) (%)	42,7	45,7	9,8	13,9	31,5	17,8	4,5

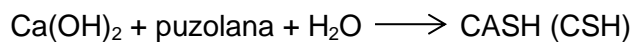
Observaron que la arcilla margosa de plasticidad muy elevada y extremadamente expansiva con $LL = 67$ y $LP = 24,3$ y $\gamma_d = 13.9 \text{ kN/m}^3$, después de 201 días de curado, presentó una importante reducción del LL en casi todas las muestras, sobre todo en las muestras tratadas con cal rica en magnesio. Sin embargo, el LP se incrementó. Estos cambios produjeron una reducción substancial en el índice de plasticidad (IP) que era proporcional a la concentración de cal de los tratamientos. El peso específico seco para las arcillas margosas tratadas era menor que para las arcillas margosas sin tratar. Además, la presión de hinchamiento y el hinchamiento libre fueron reducidos drásticamente después de 201 días de curado.

Por otra parte, existen inconvenientes en la estabilización con cal debido a su impacto ambiental, carbonatación, incertidumbre en su efectividad a largo plazo y algunas deficiencias mecánicas del suelo estabilizado. Por ello, existen otros tipos de agentes y formas de estabilización para intentar solucionar estos problemas y poder así facilitar y optimizar económicamente la puesta en obra de los materiales estabilizados.

2.2.2. Estabilización con cemento

El cemento ha sido considerado como un agente estabilizante primario o un ligante hidráulico ya que puede ser usado como único agente estabilizador (Sherwood, 1993; EuroSoilStab, 2002). La reacción que produce el cemento no depende de los minerales del suelo, sino de la reacción del propio cemento con el agua presente en el suelo (EuroSoilStab, 2002). Por este motivo, el cemento es empleado en la estabilización de varios tipos de suelos, un proceso que se puede resumir en dos etapas:

- Hidratación del cemento: Los silicatos de calcio (C_3S y C_2S) que constituyen el 75% por peso del cemento Portland, reaccionan con el agua para producir gel de tobermorita (CSH), que no es cristalino, e hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$) que sí lo es. Este gel posee una composición y estructura semejante a la del mineral tobermorita y es el principal aglomerante de la pasta de cemento ya que se encarga de ligar entre sí a todos los componentes de la reacción. Posteriormente, los aluminatos tricálcicos (C_3A) reaccionan con el agua y con el gel tobermorita para crear etringita (CASH), para, finalmente producirse la reacción de los ferroaluminatos (C_4AF). Esta pasta de cemento hidratada está formada por un 25% del peso del hidróxido de calcio y un 50% del gel de tobermorita (CSH). Este proceso está afectado por la presencia de impurezas, la relación agua/cemento, la temperatura de curado, presencia de aditivos y la superficie específica de las partículas.
- Formación de los productos de las reacciones puzolánicas: A partir de la hidratación de la cal presente en el cemento Portland, se produce hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$) que reacciona con materiales puzolánicos existentes en el suelo para producir materiales más cementados como lo expresa la reacción a continuación:



La velocidad a la que se produce la reacción puzolánica depende de la temperatura de la reacción y del contacto entre la superficie del suelo y del hidróxido de calcio. La composición del gel CASH puede variar dependiendo de los minerales puzolánicos que se encuentran presentes en el suelo.

Garzón *et al.*, (2006) estabilizaron un suelo arcilloso obtenido a partir de filitas mediante cemento, obteniendo un índice de plasticidad (*IP*) en todas las muestras ensayadas superior al del material sin tratar y éste, a su vez, superior al valor de 10, con lo cual, el suelo presentó una plasticidad media-baja (tabla 2.2.3). En este caso de estabilización con cemento, un aumento en la concentración del mismo produce un aumento de plasticidad entre un 25,4% con la adición de un 5%, y un 43,4% con la adición de un 9% de cemento.

Tabla 2.2.3. Resultados obtenidos de límites de Atterberg para el suelo base (sin tratar) y los suelos tratados con diferentes porcentajes de cemento. (Garzón *et al.*, 2006).

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Suelo base	25,6	17,2	8,4
Suelo + Cemento 5%	35,60	25,07	10,53
Suelo + Cemento 7%	35,85	24,06	11,25
Suelo + Cemento 9%	35,85	23,80	12,05

2.2.3. Estabilización con cenizas volantes

Makusa (2012) definió las cenizas volantes como un subproducto con escasas propiedades cementantes en comparación con la cal y el cemento. La mayoría de las cenizas volantes pertenecen al grupo de los ligantes de carácter secundario; estos ligantes no pueden ser usados por sí mismos, ya que no producen el efecto deseado de estabilización y necesitan un activador tipo cal o cemento. Las cenizas volantes son de fácil obtención (Bonilla, 1996), más baratas y ecológicas. La capacidad de reducción del potencial de hinchamiento del material otorgada al tratamiento con cenizas volantes está relacionada con la adherencia mecánica en lugar del intercambio iónico con los minerales de la arcilla (Mackiewicz y Ferguson, 2005). Sin embargo, White (2005) expuso que la estabilización con cenizas volantes como un subproducto también tiene limitaciones:

- Los suelos a estabilizar pueden requerir desecación para extraer contenido de humedad del suelo.
- Si el curado se produce a temperaturas bajas y negativas, y posteriormente se humedece la mezcla, ésta es susceptible a perder resistencia.
- Puede reaccionar con sulfuros dando lugar a minerales expansivos, lo que reduce la resistencia y la durabilidad a largo plazo.

Los suelos arcillosos de Tejas en Estados Unidos fueron estabilizados con cal y, para los suelos granulares se utilizaron combinaciones de cal-cenizas volantes como estudió McDowell (1959). Camacho *et al.* (2006) como ya se ha expuesto, también utilizó este agente estabilizador, señalando que se requieren las cantidades excesivas en la adición como agente estabilizador para el tratamiento de arcillas altamente expansivas (bentonita) con el fin de disminuir su potencial de expansión a valores admisibles.

2.2.4. Material granular con arcilla para fines de mejora de barreras impermeables

Por lo general, este tipo de estabilizaciones de material granular con arcilla están enfocados en el estudio de los suelos arcillosos como materiales de sellado de contenedores de residuos de alta actividad.

Blatz *et al.*, (2002) estudiaron el comportamiento de mezclas no saturadas de arena compactada con bentonita a raíz de su aplicación en diferentes obras como barreras impermeables. Usaron técnicas diferentes para modificar la succión y estudiar así la influencia de ésta en el comportamiento del material compactado a través de ensayos triaxiales sin drenaje. Las técnicas de estudio aplicadas generaron diferencias en la microfábrica del material y, por lo tanto, en el comportamiento tensión-deformación. El estudio demostró que es importante conocer el volumen inicial y el estado de succión de las arcillas plásticas con el fin de predecir los posibles cambios en el comportamiento mecánico y en el contenido en humedad del material.

2.2.5. Material granular estabilizado con material arcilloso

Yin (1999) investigó el comportamiento de los depósitos marinos de Hong Kong que poseen diferentes contenidos de arcilla (de 5% a 70%). Se llevaron a cabo diferentes ensayos para determinar las propiedades índice, ensayos edométricos y triaxiales sobre las muestras estabilizadas con un contenido en arcilla de 6%, 10%, 20% y 27,5%. Los parámetros de consolidación obtenidos para estos depósitos marinos remoldeados con diferentes porcentajes de arcilla son similares a los mismos depósitos naturales ensayando las muestras del material inalterado. Los resultados de los ensayos triaxiales revelan que el ángulo de rozamiento interno de los depósitos disminuye con el aumento del contenido de arcilla, es decir, aumento del índice de plasticidad. El módulo de Young aumenta con el incremento de la presión efectiva de confinamiento pero disminuye con el aumento del contenido en arcilla (aumento del índice de plasticidad).

Vallejo y Mawby (2000) demostraron que para el análisis de la estabilidad de taludes formados por mezclas de materiales granulares con arcillas, es necesario la medida de su resistencia al corte. Llevaron a cabo ensayos de corte directo con medidas de porosidad en mezclas de arena-arcilla y concluyeron que el porcentaje de arena en las mezclas tiene una importante influencia en la resistencia al corte. Así, cuando el contenido en arena es mayor que el 75%, la resistencia al corte de las mezclas estaba gobernada principalmente por la resistencia friccional entre los granos de arena; cuando la concentración de arena varía entre 75% y 40%, la resistencia al corte de la mezcla era gobernada, en parte, a través de la resistencia al corte de las arcillas y por la resistencia friccional entre los granos de arena; y cuando la concentración de arena era menor del 40%, la resistencia al corte de la mezcla estaba completamente determinada por la resistencia de la arcilla. Además, realizaron mediciones de la porosidad en las mezclas de arena-arcilla e indicaron que la porosidad de las mismas depende de la concentración de las partículas de arena y arcilla. Hallaron que la porosidad de las mezclas era menor que las porosidades de cada componente de arcilla y arena. Además, dedujeron que la porosidad decrece según va aumentando la compactación y tiende hacia un valor mínimo independientemente de la presión usada para compactar las muestras. También concluyeron que la resistencia al corte estaba relacionada con la porosidad de las mezclas debido a los porcentajes de arena en la mezcla; si la arena controlaba el comportamiento de la mezcla (concentración >75%), parcialmente lo controlaba (concentración de arena entre 40% y 75%) o no tenía ningún control (concentración de arena <40%) en la resistencia al corte de la mezcla. Los ensayos de laboratorio también revelaron que las mezclas tienen un rango óptimo de valores de baja porosidad en los cuales la resistencia al corte se maximiza.

Prakasha y Chandrasekaran (2005) llevaron a cabo un estudio experimental en muestras remoldeadas de suelos marinos del Océano Índico que representan una mezcla de diferentes porcentajes de arena y arcilla. Realizaron ensayos de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales estáticos y cíclicos sobre las muestras remoldeadas. En su estudio se define un parámetro denominado el índice de poros efectivo (EVR), que representa la relación del volumen de poros y el volumen efectivo de la fracción del suelo. En la tabla 2.2.4 se pueden observar las propiedades índice con los rangos de tensión aplicada para C_c de 22 a 400 kPa y para C_s de 400 a 50 kPa, (LL : límite líquido, LP : límite plástico, IP : índice de plasticidad, C_c : índice de compresión, C_s : índice de hinchamiento, k : permeabilidad, ϕ' : ángulo de rozamiento interno pico, k_0 : coeficiente de empuje de tierras en reposo) obtenidas a partir de las

diferentes mezclas de arena y arcilla. Como se deduce de la tabla 2.2.4, en cuanto a las propiedades de compresibilidad, C_c y C_s aumentan según aumenta el contenido en arcillas. A su vez, k y ϕ' disminuyen según aumenta el contenido en arcillas. Sin embargo, k_0 aumenta según se incrementa el contenido en arcilla, tanto medido como estimado. De los resultados de los ensayos triaxiales concluyeron que la inclusión de granos de arena en la matriz arcillosa conduce a una reducción en el índice de poros y a un incremento en la fricción y en la presión de poros produciendo un descenso en la resistencia al corte sin drenaje. El tipo de rotura que las muestras presentan pasa a ser de dúctil a frágil con el aumento del contenido de arena. Del mismo modo, la inclusión de arcilla en la arena tiende a disminuir el índice de poros, pero proporciona un carácter metaestable a la microfábrica de la arena y hace que la arena se comporte de una manera más consistente con una microfábrica más suelta. Los resultados de los ensayos triaxiales dinámicos indican que las muestras con mayor contenido en arenas presentan licuefacción ya que la presión de poros se desarrolla rápidamente con el número de ciclos mientras que para las muestras con mayor contenido en arcillas el desarrollo de deformaciones permanentes es limitado y se llega a alcanzar un estado de equilibrio.

Tabla 2.2.4. Propiedades índice de las mezclas de arena-arcilla drenadas y consolidadas (Prakasha y Chandrasekaran, 2005).

Arena/Arcilla (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	C_c	C_s	C_c / C_s	k (cm/s)	ϕ' (°)	k_0 (medida)	$k_0 = 1 - \sin \phi'$ (estimada)
90/10	-	-	NP	0,068	0,0048	0,0706	3×10^{-5}	32	0,5	0,47
70/30	-	-	NP	0,119	0,0058	0,0487	4×10^{-6}	30	0,55	0,5
50/50	47	17	30	0,477	0,0303	0,0635	3×10^{-7}	28	0,6	0,62
30/70	64	26	38	0,584	0,05	0,0856	8×10^{-8}	27	0,64	0,66
10/90	80	30	50	0,795	0,0701	0,0882	7×10^{-8}	25	0,68	0,69
0/100	88	31	57	0,866	0,0869	0,1003	3×10^{-8}	25	0,69	0,70

Shafiee *et al.*, (2008) describen un estudio experimental en mezclas de arena-arcilla compactada en diferente proporción para investigar las características de la prerotura y la rotura de estas mezclas bajo la carga monotónica en compresión y extensión. Los resultados revelaron que la presión intersticial, el módulo elástico secante, la resistencia al corte sin drenaje y el ángulo de rozamiento interno aumentan cuando el contenido en arena se aumentó tanto en compresión como en extensión. También se descubrió que los materiales ensayados fueron sobreconsolidados por el

hecho de que la resistencia al corte normalizada depende de la presión de confinamiento inicial. Las mezclas de arena-arcilla compactadas exhibieron una anisotropía en su comportamiento mecánico que hizo que la resistencia al corte sin drenaje y el ángulo de rozamiento interno fueran mayores en compresión que en extensión como se puede observar en la tabla 2.2.5. En esta tabla también se pueden observar los resultados de la anisotropía de la resistencia al corte sin drenaje definida como la relación entre la resistencia al corte sin drenaje en extensión y en compresión (S_{ue}/S_{uc}). También estudiaron la relación entre la resistencia al corte sin drenaje y la presión de confinamiento concluyendo que, con el aumento del contenido de arena se observa el incremento de la resistencia al corte sin drenaje. Dedujeron que todas las muestras presentan en mayor o menor medida un comportamiento dilatante. Además, el valor del ángulo de rozamiento interno en el estado crítico aumento según aumenta el contenido en arena. También han estudiado el módulo secante al 50% de la resistencia al corte (E_{50}) que es usado para comparar las propiedades deformacionales de las mezclas arena-arcilla, aplicado en modelos elásticos perfectos plásticos del suelo. Demostraron que existen variaciones del E_{50} con el contenido en arena a diferentes presiones de confinamiento tanto en compresión como en extensión como puede observarse en la figura 2.2.6. Dedujeron que existe un claro aumento del módulo E_{50} con el contenido en arena y la presión de confinamiento en compresión y extensión. El valor de E_{50} en extensión es mayor que en compresión, aunque esta diferencia no depende del contenido en arena.

Tabla 2.2.5. Ángulo de rozamiento interno (Shafiee *et al.*, 2008).

Muestras	Ensayos	ϕ' (°)	S_{ue}/S_{uc}
Arcilla pura	Compresión	24,4	0,66 – 0,72
	Extensión	23,7	
40% arena – 60% arcilla	Compresión	26,4	0,50 – 0,70
	Extensión	25,9	
60% arena – 40% arcilla	Compresión	34,9	0,34 – 0,52
	Extensión	34,8	

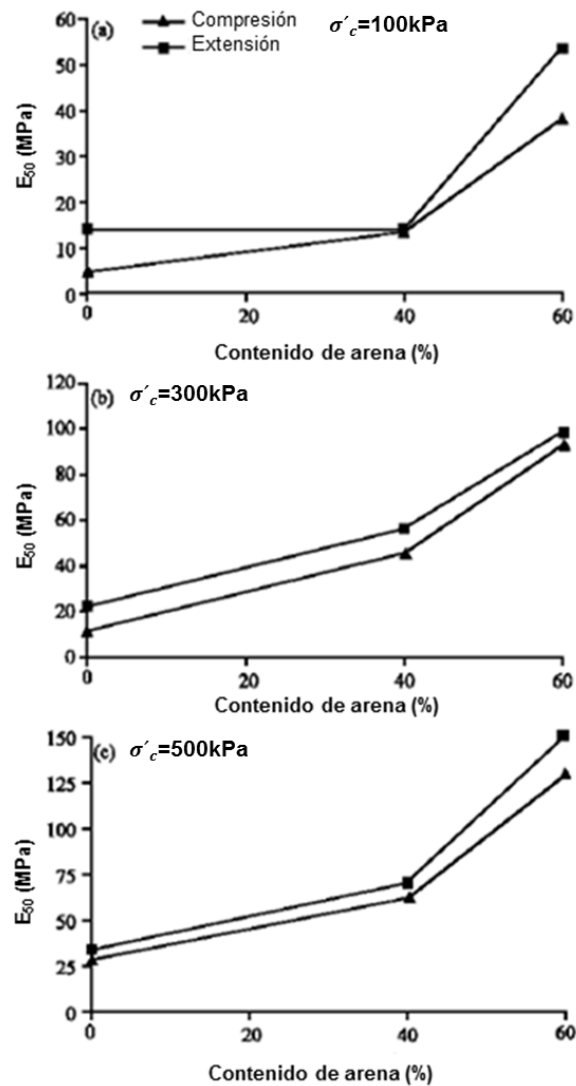


Figura 2.2.6. Efecto del contenido en arena respecto al módulo secante E_{50} con diferentes presiones de confinamiento (Shafiee *et al.*, 2008).

Otro estudio realizado por Khan *et al.*, (2014) investigó la mejora de la resistencia de arcillas naturales de alta plasticidad (NC) mezcladas con un 20% (CS-I) y un 40% de arena (CS-II). Estimaron sus características de compactación con la energía de Proctor normal como se aprecia en la figura 2.2.7. Dedujeron que a mayor contenido en arena el suelo alcanza una densidad seca máxima para una humedad cada vez menor.

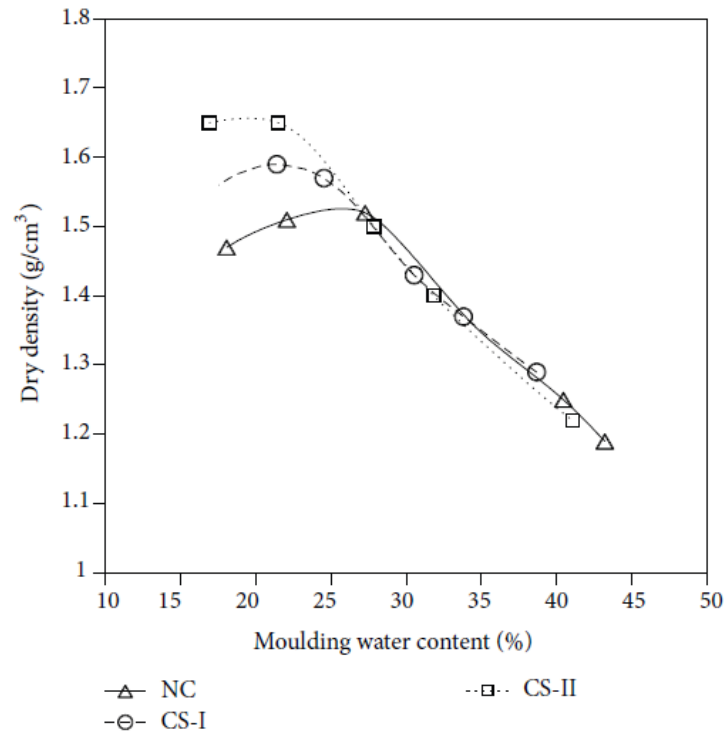


Figura 2.2.7. Características de compactación (Khan *et al.*, 2014).

Los resultados obtenidos de los ensayos de resistencia uniaxial a la compresión concluyeron que los materiales muestran un comportamiento frágil si están compactados del lado seco de la curva de compactación y dúctil si están compactados del lado húmedo como se aprecia en la figura 2.2.8.

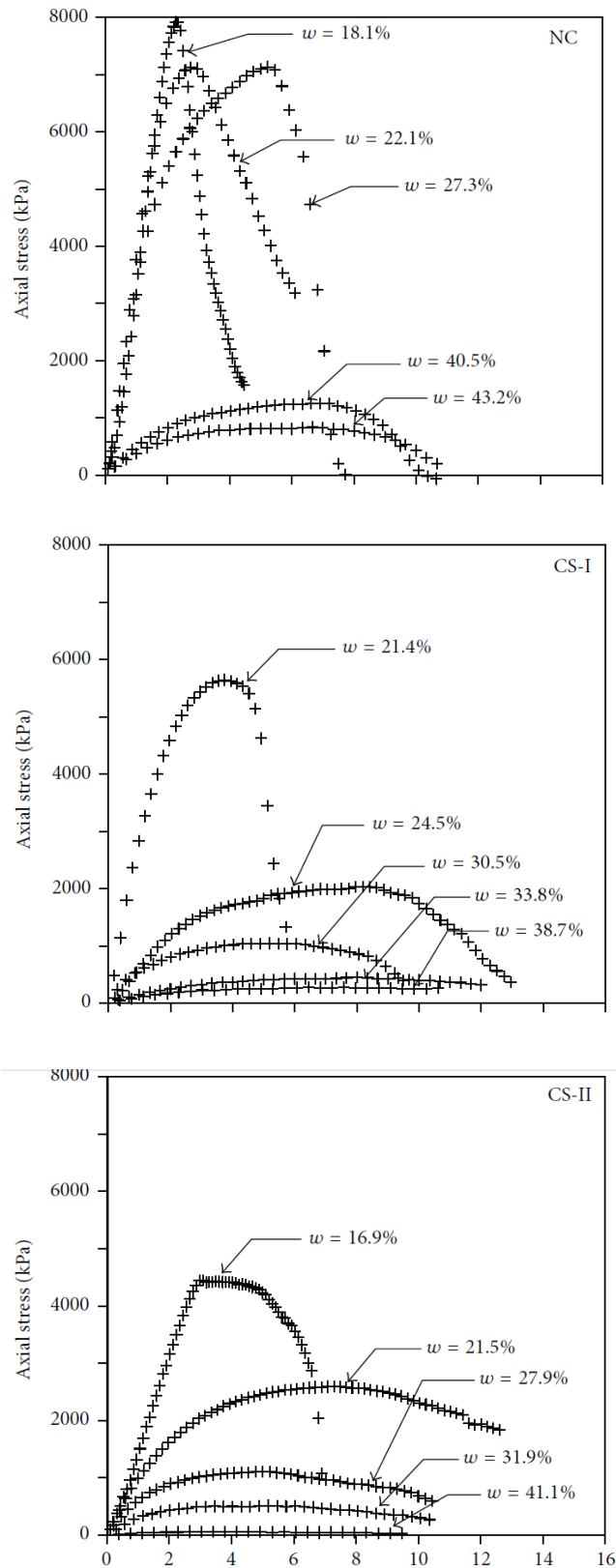


Figura 2.2.8. Comportamiento tensión deformación de los materiales (Khan *et al.*, 2014).

En resumen de los estudios citados anteriormente, el comportamiento de suelos arcillosos compactados con mezclas de arena depende básicamente, de la cantidad de arena añadida y características del proceso de compactación llevado a cabo.

Cabe destacar el procedimiento de estabilización centrado en la mezcla mecánica del suelo arcilloso con material granular para poder así modificar las características deficientes propias de las arcillas. Estas mezclas suelen llevarse a cabo con suelos granulares ya que pueden corregir las deficiencias mecánicas de los suelos arcillosos. Con la adición del material granular se varía granulométricamente el suelo y, con ello, disminuye la plasticidad de las arcillas, dependencia a los cambios de humedad, aumenta la resistencia añadiéndole al material la componente friccional, incrementa la estabilidad del material, etc.

Este procedimiento de estabilización es algo más sencillo y posiblemente más económico que los procesos de estabilización con cal, cemento y diferentes ligantes. Puede favorecer el aprovechamiento de los materiales naturales existentes a lo largo de trazados de obras lineales, sin afección medioambiental.

2.3. Comportamiento dinámico

Para la comprensión del comportamiento dinámico de los suelos se han llevado a cabo numerosas investigaciones en los últimos 50 años. Estos estudios se han realizado sobre materiales granulares respecto a los suelos finos, debido a las consecuencias catastrófica generadas por los procesos de licuefacción del terreno, que provocan los efectos más adversos inducidos por las cargas sísmicas (por ejemplo los sismos de Good Friday en Alaska y el sismo de Niigata en Japón, ambos en 1964). Para este tipo de materiales, aunque es compleja y costosa la obtención de las muestras aunque es necesario para su evaluación en laboratorio y poder llegar a definir límites semi-empíricos que establezcan la susceptibilidad de los suelos a la licuefacción (Idriss y Boulanger, 2008).

Los suelos finos no llegan a tener una pérdida súbita temporal del contacto entre sus partículas y por lo tanto, de su resistencia al corte. Este fenómeno sí que tiene lugar en los suelos granulares aunque experimentan deformaciones grandes; en la dinámica de suelos este proceso es denominado como reblandecimiento cíclico (Idriss y Boulanger, 2008). Este proceso puede ocurrir cuando:

- Los sedimentos son blandos y “sensibles”.
- Existe un cambio significativo de los esfuerzos cortantes.
- Las sollicitaciones dinámicas son lo suficientemente fuertes.

Se deben utilizar distintos procedimientos para el estudio ingenieril del comportamiento de los suelos granulares “no cohesivos” y de los suelos finos “cohesivos” ya que existen diferencias entre las características de resistencia al corte y deformabilidad que influyen en la forma de evaluar su respuesta ante la aplicación de las cargas cíclicas. Por ejemplo, estos procesos de carga cíclicos, en suelos arcillosos saturados, se caracterizan por ocurrir rápidamente, casi en una condición no drenada en la cual, no existe la expulsión del agua presente en los poros durante la aplicación de la carga. Esto conduce a la generación de deformaciones en el suelo y al desarrollo de exceso de presión de poros debido a la tendencia de estos materiales a su cambio volumétrico (Chaves, 2011). Varias investigaciones experimentales demuestran la influencia de la amplitud y velocidad de aplicación de la carga cíclica en la degradación del módulo de corte, en la capacidad de disipación de energía del suelo y, por supuesto, en el proceso de generación de excesos de presión de poros (Matsui *et al.*, 1980; Ansal and Erken, 1989; Dobry and Vucetic, 1991; Ishihara, 1996; Matasovic and Vucetic, 1995; entre otros).

Existe abundante información que recoge que las cargas dinámicas se amplifican al atravesar depósitos de suelo tipo arcilloso y limoso y se han recopilado sus graves consecuencias en centros urbanos importantes emplazados en estos tipos de materiales alrededor del mundo, por ejemplo, el sismo registrado de Chi-Chi en Taiwan (1999). A este sismo se le atribuyó la rotura de los cimientos de los edificios colapsados debido a una pérdida muy alta de la resistencia al corte y a las grandes deformaciones que tuvieron los estratos portantes arcillosos y limo arcillosos. Por todo ello, es de gran interés en la actualidad, el estudio de la respuesta dinámica de los suelos finos.

Cuando un suelo soporta cargas dinámicas experimenta esfuerzos normales y cortantes con diferentes amplitudes y frecuencias. Estas cargas pueden ejercer una influencia significativa en la estabilidad del suelo debido a las deformaciones que se generan o por la movilización de su resistencia al corte (figura 2.3.1). Estas cargas son consideradas en la práctica ingenieril como una sollicitación cíclica definida por su amplitud, frecuencia y duración (Rondón *et al.*, 2008).

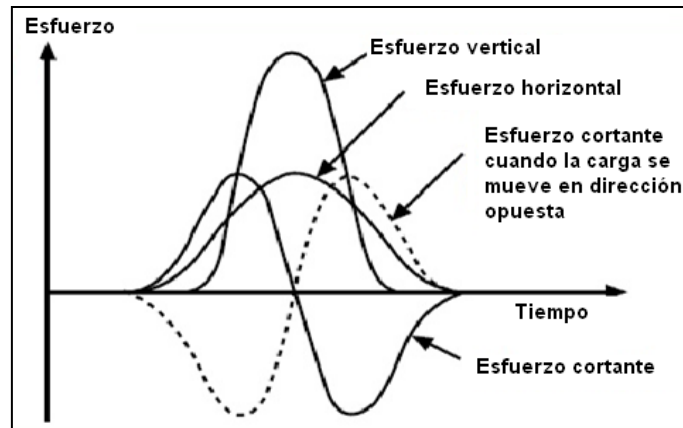


Figura 2.3.1. Variación de esfuerzos con respecto al tiempo cuando se aplica una carga por el paso de vehículos por una vía (esfuerzo) (Rondón *et al.*, 2008).

Los agentes que dan origen a las cargas dinámicas son numerosos, entre ellos, destacar los sismos, la acción de la maquinaria, el oleaje, los trenes y el tráfico de vehículos. El efecto de cualquiera de ellos sobre el suelo se traduce en un incremento de las presiones intersticiales, reducción en los estados de tensiones efectivas, degradación de la resistencia al esfuerzo cortante y al desarrollo de asientos, en ocasiones, de magnitudes considerables. La ingeniería civil plantea una serie de problemas que en su análisis incluye la capacidad de las cimentaciones de soportar cargas dinámicas, la respuesta de las cimentaciones frente a maquinaria, la interacción suelo-estructura durante la propagación de las ondas de corte y la resistencia de presas y terraplenes frente a acciones dinámicas. Por lo tanto, es necesario el conocimiento de los parámetros dinámicos que intervienen en la respuesta del material (Das y Ramana, 2011).

Dentro de las propiedades dinámicas que influyen en fenómenos como la propagación de las ondas y en otros relacionados con pequeñas deformaciones, se encuentran; la rigidez, el amortiguamiento, la densidad o el índice de poros (Kramer, 1996). Una buena aproximación de la rigidez del suelo se obtiene a partir del módulo de corte o de rigidez (G), que se calcula por medio de la velocidad de las ondas de corte (v_s). El coeficiente de amortiguamiento (D) (*Damping ratio*) muestra la capacidad que tiene un suelo para disipar la energía.

Muchas investigaciones se han centrado en el estudio de los factores que influyen en la determinación de las propiedades dinámicas del material a partir de ensayos de laboratorio. El módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento son función, en mayor o menor medida, de factores como: el número de ciclos, la presión efectiva de confinamiento, el índice de poros, la densidad relativa, la frecuencia de la vibración,

la amplitud de la deformación angular, la microfábrica del suelo, la historia de tensiones y la cementación del material (Dobry y Vucetic, 1987). En la tabla 2.3.1 se presenta un resumen de los factores que pueden influir en estos parámetros.

Tabla 2.3.1. Resumen de los factores que controlan el G_{max} y D en los suelos (Dobry y Vucetic, 1987).

Factor aumentado	G_{max}	G/G_{max}	D
Presión de confinamiento (σ'_3)	Se incrementa con σ'_3	Se incrementa con σ'_3 , el efecto decrece con el incremento de IP	Decrece con σ'_3 ; el efecto decrece con el incremento de IP
Índice de poros (e)	Decrece con e	Se incrementa con e	Decrece con e
Edad geológica (ζ_y)	Se incrementa con ζ_y	Puede incrementarse con ζ_y	Decrece con ζ_y
Cementación (c_e)	Se incrementa con c_e	Puede incrementarse con c_e	Puede decrecer con c_e
Sobreconsolidación (OCR)	Se incrementa con OCR	No afecta	No afecta
Índice de plasticidad (IP)	Si OCR > 1; aumenta con el IP . Si OCR = 1; permanece constante	Se incrementa con IP	Decrece con IP
Deformación cíclica (γ_c)	No afecta	Decrece con γ_c	Se incrementa con γ_c
Coeficiente de deformación (γ) (frecuencia de cargas cíclicas)	No tiene efectos para suelos no plásticos; se incrementa con γ para suelos plásticos (por encima de ~ 10% se incrementa por ciclo logarítmico en γ)	G aumenta con γ ; pero G/G_{max} no le afecta probablemente si G y G_{max} se miden al mismo γ .	Permanece constante o puede aumentar con γ .
Número de ciclo de carga, N	Disminuye después de N ciclos de γ_c , pero en arcillas se recupera con el tiempo; y se incrementa con N en arenas.	Decrece después de N ciclos de γ_c (G_{max} medida antes de N ciclos) para arcilla; para arenas puede incrementarse bajo condiciones drenadas o decrecer bajo condiciones no drenadas.	No significativo para γ_c moderados y N .

Se consideran deformaciones pequeñas las que son menores de 1×10^{-5} , un rango intermedio de deformación, entre 1×10^{-4} y 1×10^{-2} y las deformaciones son altas, mayores de 1×10^{-2} . Debido a que los problemas asociados a vibraciones cíclicas son generalmente de pequeñas deformaciones, un modelo lineal los puede describir correctamente. Sin embargo, si las deformaciones son mayores, pueden ajustarse de forma aproximada modelos lineales equivalentes que permitan describir su comportamiento, en base a la determinación de leyes de degradación (figura 2.3.2). Por lo tanto, una de las variables que más afecta la respuesta de un suelo ante cargas dinámicas es el nivel de deformación de corte, el cual, define el modelo de análisis más adecuado a utilizar.

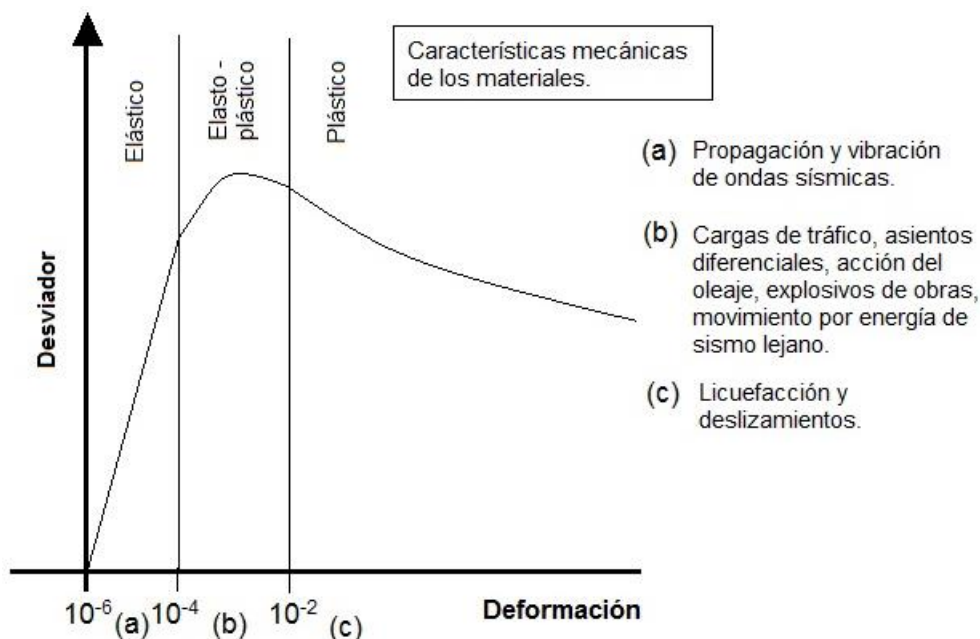
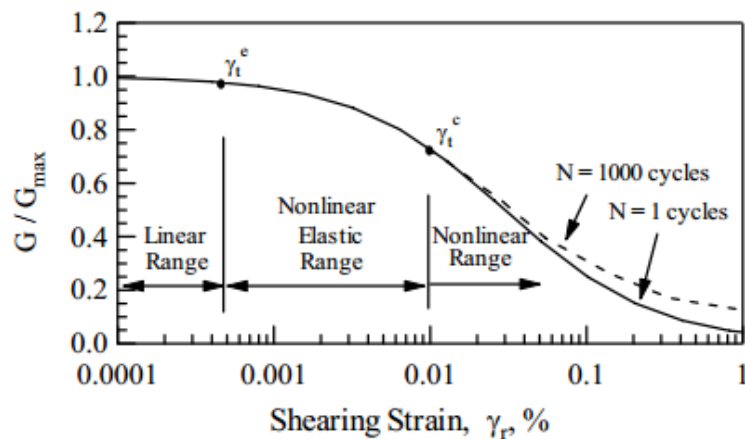


Figura 2.3.2. Comportamiento mecánico de los materiales en función del desviador en relación con la deformación (Ishihara, 1996).

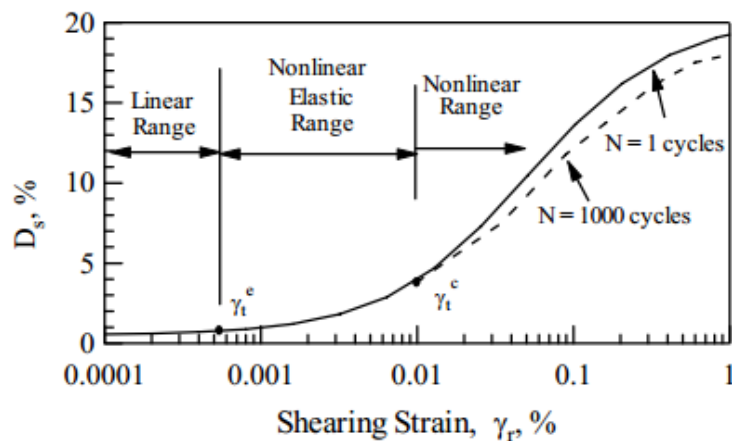
Como puede observarse en la figura anterior (figura 2.3.2), en el rango de deformación infinitesimal menor de 1×10^{-4} , las deformaciones sufridas en el suelo son puramente elásticas y recuperables y los procesos asociados a estos niveles de deformación corresponden, en general, a la vibración o propagación de ondas a través del terreno. Para un rango intermedio de deformación (entre 1×10^{-4} y 1×10^{-2}), el comportamiento de los suelos es elasto-plástico y se producen deformaciones permanentes e irreversibles que son ocasionadas por el desarrollo de cargas de tráfico, asentamientos diferenciales del suelo, acción del oleaje, explosivos de obras cercanas y movimientos por energía de terremoto lejano. Cuando las deformaciones son altas ($>1 \times 10^{-2}$), éstas tienden a aumentar considerablemente sin cambios en los

esfuerzos cortantes y el suelo alcanza un estado de plasticidad o rotura ocasionando fenómenos de compactación, deslizamientos y licuefacción de los suelos (Ishihara, 1996).

La figura 2.3.3 corresponde a gráficas semilogarítmicas que muestran la relación del módulo de corte (G) y el amortiguamiento (D) en función del nivel de la deformación de corte (γ). El análisis de la variación de estos parámetros se facilita mediante las gráficas, donde se pueden diferenciar claramente tres rangos de deformación conocidos como lineal, no lineal elástico y no lineal (Menq, 2003).



(a) Typical Normalized Shear Modulus Reduction Curve



(b) Typical Material Damping Ratio Increase Curve

Figura 2.3.3. Curvas típicas de (a) reducción de módulo de corte normalizado y (b) aumento del coeficiente de amortiguamiento del material respecto a la deformación de corte (Menq, 2003).

El límite entre el rango lineal y el no lineal elástico está definido por la deformación umbral elástica (γ_t^e) y el límite entre el tramo no lineal elástico y el no lineal está definido por la deformación umbral cíclica (γ_t^c). En el rango comprendido

entre la deformación umbral elástica (γ_t^e) y la deformación umbral cíclica (γ_t^c), el módulo de corte disminuye (figura 2.3.3a) y el amortiguamiento aumenta (figura 2.3.3b), al mismo tiempo que lo hace la deformación. En este rango de deformación, el número de ciclos de carga no tiene ningún efecto sobre las propiedades. Sin embargo, en cuanto la deformación excede el umbral cíclico (γ_t^c), tanto el módulo de corte como el coeficiente de amortiguamiento, son función del número de ciclos (Menq, 2003).

Uno de los efectos que causa la aplicación de cargas cíclicas en los suelos es la degradación de la rigidez con el incremento de la deformación de corte (γ). El nivel de esta degradación que ejercen las cargas se puede medir con el cambio de la curva esfuerzo (τ) -deformación de corte (γ) para un determinado número de ciclo y un nivel de deformación (γ_a) (ver figura 2.3.4a). Si la deformación de corte en el mismo ensayo se aumenta a un valor (γ_b), se presentan cambios similares en la respuesta esfuerzo-deformación de corte a medida que se aplican sucesivos ciclos de carga (ver figura 2.3.4b) (Ishihara, 1996).

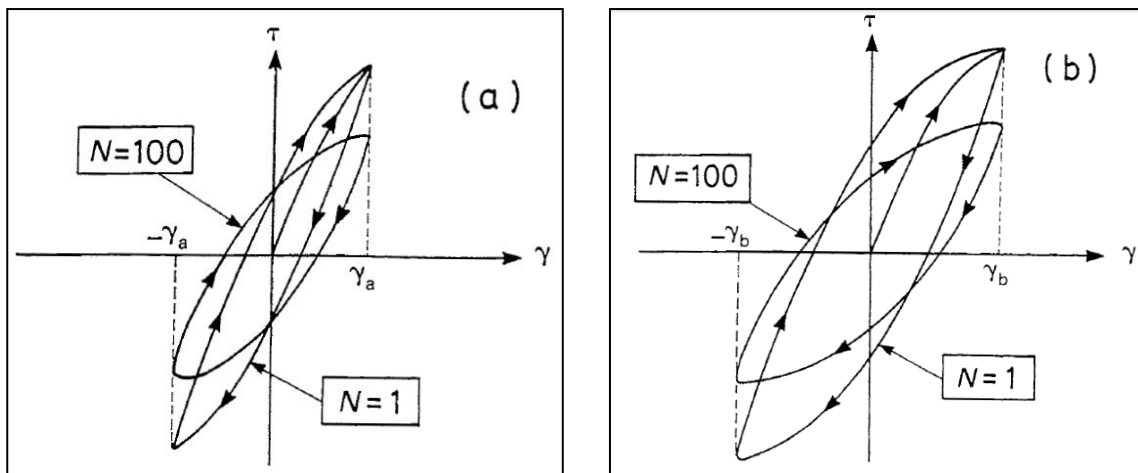


Figura 2.3.4. Curvas esfuerzo (τ) -deformación de corte (γ) en función de los ciclos de carga (a) para un nivel de deformación (γ_a) y (b) para un nivel de deformación mayor (γ_a) (Ishihara, 1996).

Si las curvas de histéresis para un cierto número de ciclos se dibujan juntas en un mismo diagrama, se obtiene un grupo de curvas de histéresis (figura 2.3.5) que conforman la curva esqueleto del suelo. La degradación de la rigidez del suelo se refleja en los cambios de forma de la curva esqueleto con el aumento del número de ciclos de carga cíclica.

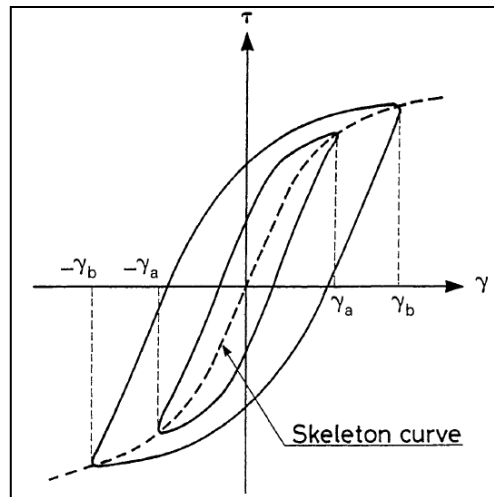


Figura 2.3.5. Curvas de histéresis que forman la curva del esqueleto del suelo (Ishihara, 1996).

Si la curva esqueleto del suelo se dibuja en una gráfica esfuerzo-deformación de corte se obtiene una curva como la que se muestra en la figura 2.3.6. En esta curva es posible definir un módulo de corte secante (G_a) para una amplitud del desviador y con ella, la reducción de G para los distintos grados de deformación (G_b y G_c).

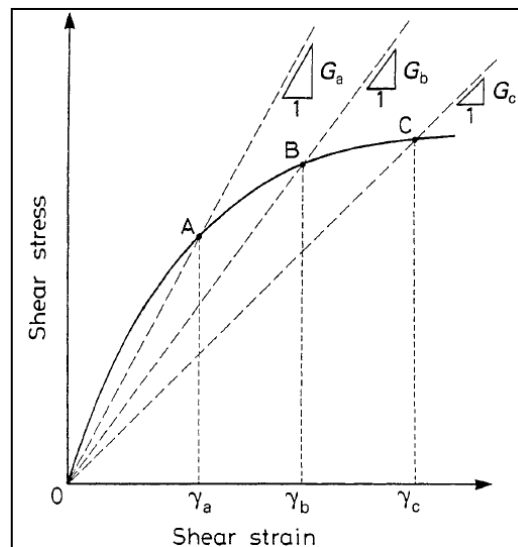


Figura 2.3.6. Reducción del módulo de rigidez o de corte (G) del suelo en función de la curva esfuerzo-deformación de corte (Ishihara, 1996).

El módulo de corte secante para el caso de cargas dinámicas también puede representarse respecto de la amplitud de deformación durante un ciclo de carga según se refleja en la figura 2.3.7. La trayectoria esfuerzo (τ) - deformación de corte (γ) representada en la figura se denomina lazo de histéresis. La pendiente de la línea que une los bordes extremos del bucle de histéresis representa la rigidez media al corte del suelo. El coeficiente de amortiguamiento (D) del material es una medida de la

proporción de energía disipada respecto del total de energía de deformación retenida por el suelo, para cada ciclo, a una determinada amplitud de deformación, como se muestra en la figura 2.3.7.

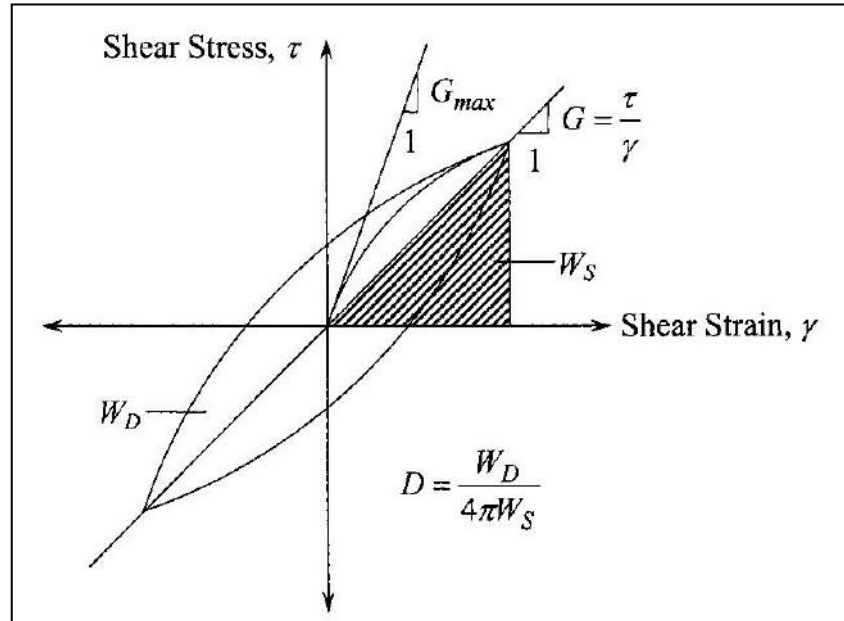


Figura 2.3.7. Trayectoria esfuerzo (τ) - deformación de corte (γ) denominada lazo de histéresis para un determinado ciclo de carga, incluyendo la estimación del módulo de corte y el coeficiente de amortiguamiento (Zhang *et al.*, 2005).

La energía disipada durante un ciclo de carga está representada por el área dentro del lazo de histéresis (W_D) y la máxima energía de deformación contenida en el suelo está representada por el área triangular (W_S). W_S se calcula a partir del esfuerzo de corte pico y la deformación de corte pico.

Está ampliamente extendido usar las curvas de correlaciones empíricas para estimar algunos parámetros dinámicos a partir de las propiedades índices de los suelos que son de fácil determinación, dado que los ensayos de laboratorio tienen elevado coste y por ello se recurre a las ecuaciones empíricas. A continuación se exponen brevemente las formulaciones de Ishibashi-Zhang (1993) y Darendeli (2001).

Curvas de Ishibashi y Zhang (1993)

Khoury (1984), llevó a cabo una recopilación de numerosos estudios (Drnevich and Richart, 1970; Seed and Idriss, 1970; Silver and Seed, 1971; Hashiba, 1971; Hardin and Drnevich, 1972; Kuribayashi *et al.*, 1974 y 1975; Hara y Kiyota, 1976; Sherif e Ishibashi, 1976; Sherif *et al.*, 1977; Iwasaki y Tatsuoka, 1977; Iwasaki *et al.*, 1978; Tatsuoka *et al.*, 1979; Uchida *et al.*, 1980; Kim y Novak, 1981; Kokusho, 1981; Chung *et al.*, 1984) acerca de suelos arenosos, y propuso una serie de ecuaciones hiperbólicas para el módulo de corte normalizado G/G_{max} y la presión de confinamiento en función de la deformación de corte cíclica (γ), y para el coeficiente de amortiguamiento (D) en función del G/G_{max} .

En contraste con los suelos arenosos, investigadores (Kokusho *et al.*, 1982; Dobry and Vucetic, 1987) dedujeron que el módulo de corte y el coeficiente de amortiguamiento están significativamente influenciados por el índice de plasticidad del suelo. A partir las funciones propuestas por Khoury (1984), Ishibashi y Zhang (1993) desarrollaron expresiones analíticas que incluyeron el índice de plasticidad. Posteriormente, modificaron las fórmulas analíticas con datos de laboratorio extraídos de varios investigadores, si bien se trataba de datos dispersos y limitados a muestras con índice de plasticidad inferior a 50%. A continuación se presentan las ecuaciones propuestas por Ishibashi-Zhang y las curvas G/G_{max} - $\log \gamma$ y D - $\log \gamma$, que se obtienen a partir de dichas ecuaciones:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, IP) \bar{\sigma}_0^{m(\gamma, IP) - m_0} \quad [2.1]$$

donde K , m y m_0 tienen el siguiente significado:

$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0,272 \left[1 - \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right\} \right] e^{-0,0145 IP^{1,3}} \quad [2.2]$$

$$K(\gamma, PI) = 0,5 \left[1 + \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000102 + n(IP)}{\gamma} \right)^{0,492} \right\} \right] \quad [2.3]$$

donde $n(IP)$ depende del tipo de suelo a estudio:

$$n(PI) = 0 \quad IP = 0 \quad (\text{suelos arenosos}) \quad [2.4]$$

$$n(PI) = 3,37 \cdot 10^{-6} IP^{1,404} \quad 0 < IP \leq 15 \quad (\text{suelos de baja plasticidad})$$

$$n(PI) = 7 \cdot 10^{-7} IP^{1,976} \quad 15 < IP \leq 70 \quad (\text{suelos de media plasticidad})$$

$$n(PI) = 2,7 \cdot 10^{-5} IP^{1,115} \quad IP > 70 \quad (\text{suelos de alta plasticidad})$$

Respecto al coeficiente de amortiguamiento (D), proponen asociar la curva de amortiguamiento al módulo de corte normalizado (G/G_{max}), para distintos tipos de suelos, de la siguiente forma:

$$D = \frac{0,333(1+e^{-0,0145PI^{1,3}})}{2} \left\{ 0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \left(\frac{G}{G_{max}} \right) + 1 \right\} \quad [2.5]$$

En las siguientes figuras se pueden observar las curvas que muestran la variación de las relaciones G/G_{max} - $\log Y$ y D - $\log Y$ con el índice de plasticidad (figura 2.3.8) y la presión de confinamiento (figura 2.3.9).

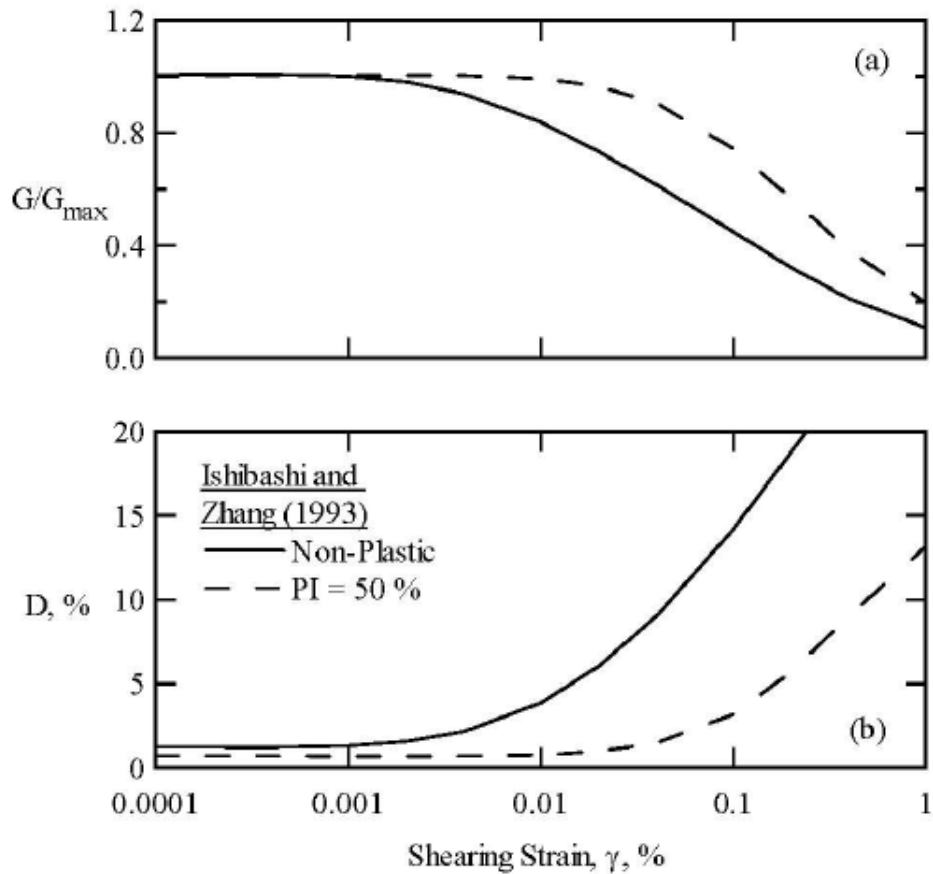


Figura 2.3.8. Cálculo empírico de (a) módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y (b) coeficiente de amortiguamiento (D) en relación con la deformación de corte cíclica (Y) propuesto por Ishibashi y Zhang (1993) (Darendeli, 2001).

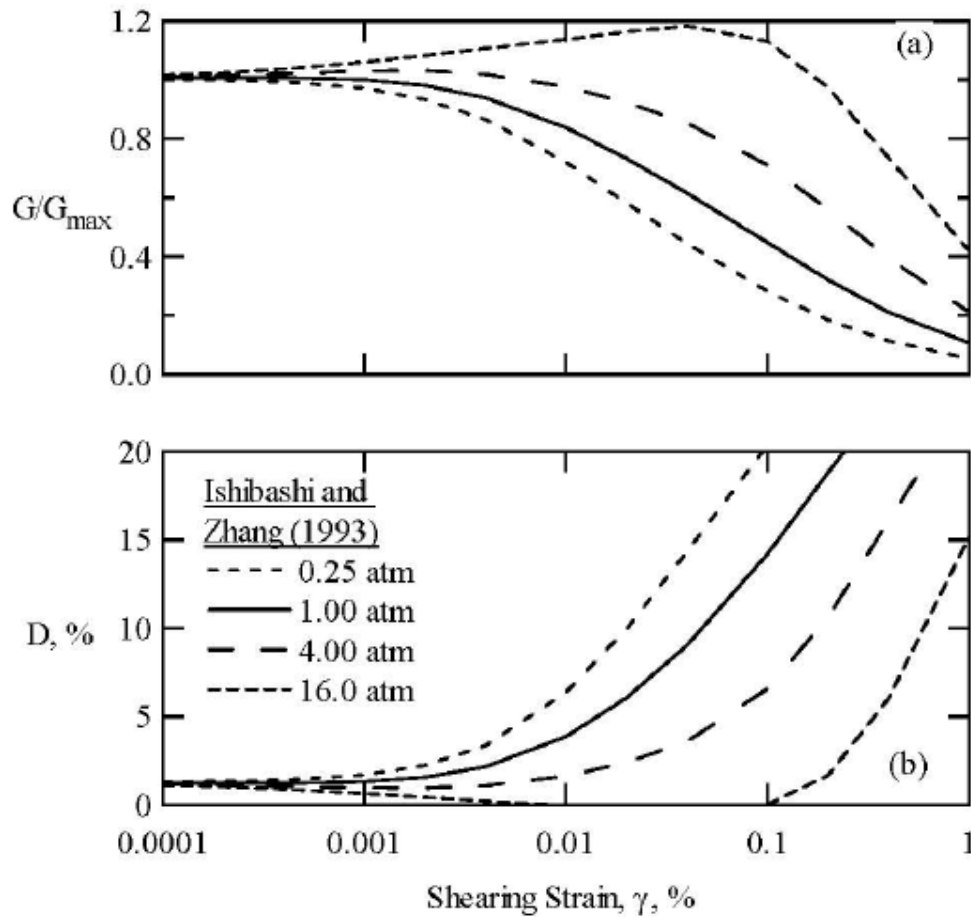


Figura 2.3.9. Efecto de la presión de confinamiento con (a) módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y (b) coeficiente de amortiguamiento (D) en relación con la deformación de corte cíclica (γ) para un suelo no plástico (Ishibashi y Zhang, 1993).

Los ensayos llevados a cabo por Ishibashi y Zhang (1993) fueron realizados a presiones de confinamiento inferiores a 1MPa. A presiones superiores, con las ecuaciones que propusieron obtuvieron valores de G/G_{max} superiores a 1 a deformaciones bajas y medias, lo cual, no son valores coherentes (figura 2.3.9a). Considerando el coeficiente de amortiguamiento, bajo esas mismas condiciones de presión de confinamiento, la ecuación del coeficiente de amortiguamiento prevé valores negativos a deformaciones intermedias, lo que tampoco es razonable (figura 2.3.9b).

Curvas de Darendeli (2001)

Darendeli (2001) basó sus estudios en el modelo hiperbólico desarrollado originalmente por Hardin y Drnevich (1972). Modificó ligeramente la relación básica hiperbólica de relación entre el esfuerzo y la deformación para poder así lograr un mejor ajuste con las curvas obtenidas en el laboratorio.

Darendeli llevó a cabo su investigación a partir de una extensa base de datos extraída de varios proyectos de investigación (Proyecto SRS (Savannah River Site), Proyecto EPRI (Electric Power Research Institute), y Proyecto ROSRINE (Resolution of Site Response Issues from the Northridge Earthquake), para desarrollar una familia de curvas de amplio uso en la actualidad. Esta base de datos estaba llevada a cabo principalmente, en ensayos de columna resonante y ensayos de torsión cíclica, ejecutados sobre 110 muestras inalteradas procedentes del Norte y Sur de California (EEUU), del Sur de Carolina (EEUU) y de Lotung (Taiwan).

El modelo propuesto tiene en cuenta los cinco principales parámetros que se consideran relevantes en el comportamiento dinámico de los suelos; el índice de plasticidad, presión efectiva de confinamiento media, razón de sobreconsolidación, frecuencia y número de ciclos de carga.

Darendeli estableció la ecuación para definir la curva de amortiguamiento del material que está relacionada con la validez del comportamiento tipo Masing (Masing, 1926), combinada con dos parámetros de ajuste. El comportamiento tipo Masing es usado para calcular el amortiguamiento del material evaluando los lazos de histéresis que deben formarse para una determinada curva del módulo de corte y en dos formas de cargas cíclicas.

A partir del modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich (1972), Darendeli modificó la correlación que es utilizada para representar la curva de variación del módulo de corte normalizado (G/G_{max}), mediante la introducción de un coeficiente de curvatura “a” con el fin de ajustar su curvatura a la observada en los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio (Darendeli, 1997), según la ecuación:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{Y}{Y_r}\right)^a} \quad [2.6]$$

donde:

Y_{ref} = deformación de referencia.

Y = deformación.

La deformación de referencia corresponde a la amplitud de deformación cuando G_{max} se reduce a la mitad. En realidad, $\gamma_r = \gamma_{G/G_{max}=0,5}$ es una de las características claves del modelo hiperbólico empleado por Darendeli (2001).

El amortiguamiento del material puede asumirse que es el resultado de dos fenómenos. El primero, parte de la energía aplicada al suelo es atenuada debido a la fricción y/o viscosidad del contacto entre las partículas que forman el suelo, su microfábrica. El segundo, los suelos son extremadamente no lineales en el rango de deformación de interés ($0,0001\% < \gamma < 1\%$) durante el diseño del nivel del terremoto. Esta no linealidad en la correlación esfuerzo-deformación resulta en una pérdida de energía en el sistema (Darendeli, 2001).

Por lo tanto, la curva de amortiguamiento se basa en el modelo hiperbólico de la curva de resistencia-deformación y en derivar el comportamiento de Masing. Este resultado se expresa mediante la ecuación:

$$D_{Adjusted} = b * \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^{0,1} * D_{Masing} + D_{min} \quad [2.7]$$

donde:

b = coeficiente de escala relacionado con el número de ciclos.

D_{min} = Coeficiente de amortiguamiento del material a pequeñas deformaciones.

D_{Masing} = Coeficiente de amortiguamiento de Masing.

$D_{Adjusted}$ = Coeficiente de amortiguamiento del material ajustado y acotado.

El coeficiente de escala es la relación de la medida del amortiguamiento con el valor calculado del amortiguamiento del comportamiento estimado por Masing a deformaciones de amplitudes intermedias. El valor D_{min} se introduce para ajustar la curva de amortiguamiento. Para una amplitud grande de los ciclos, D_{min} es ignorado debido a dos razones; 1) por diseño, es más conservativo subestimar el coeficiente de amortiguamiento del material, y 2) hasta el 50% de incremento de D_{min} tiene un impacto insignificante en los valores del amortiguamiento del material a niveles de deformación producidos durante la vibración.

Los parámetros b y D_{min} están relacionados con el tipo de suelo y las condiciones de carga como se muestra con las siguientes fórmulas a continuación:

$$D_{min} = (\phi_6 + \phi_7 IP OCR \phi_8) \sigma_3'^{\phi_9 [1 + \phi_{10} \ln(f)]} \quad [2.8]$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} \ln(N) \quad [2.9]$$

donde:

OCR = Overconsolidation ratio.

σ'_3 = Presión de confinamiento (atm).

N = Número de ciclos.

f = frecuencia.

ϕ = Parámetros del modelo (explicado a continuación).

En la tabla 2.3.2 se muestran los parámetros del modelo de Darendeli (2001) para cuatro tipos de suelos; arenas limpias, arenas con alto contenido en finos, limos y arcillas.

Tabla 2.3.2. Media y varianza de valores de los parámetros de modelos para los cuatro grupos de suelos (Darendeli, 2001).

Model Parameters*	"Clean" Sands		Sands with High Fines Content		Silts		Clays	
	Mean	Variance	Mean	Variance	Mean	Variance	Mean	Variance
ϕ_1	4.74E-02	9.62E-06	3.34E-02	2.06E-06	4.16E-02	5.18E-06	2.58E-02	5.68E-06
ϕ_2	-2.34E-03	1.63E-07	-5.79E-05	8.09E-09	6.89E-04	7.74E-09	1.95E-03	1.84E-08
ϕ_3	2.50E-01	1.00E-02	2.49E-01	9.94E-03	3.21E-01	7.56E-03	9.92E-02	1.64E-03
ϕ_4	2.34E-01	1.08E-03	4.82E-01	7.46E-04	2.80E-01	8.63E-04	2.26E-01	3.48E-04
ϕ_5	8.95E-01	4.30E-04	8.45E-01	1.49E-04	1.00E+00	4.10E-04	9.75E-01	1.60E-04
ϕ_6	6.88E-01	7.82E-03	8.89E-01	5.86E-03	7.12E-01	3.55E-03	9.58E-01	2.93E-03
ϕ_7	1.22E-02	2.43E-05	2.02E-02	1.91E-05	3.03E-03	2.65E-06	5.65E-03	2.79E-06
ϕ_8	-1.00E-01	2.50E-03	-1.00E-01	2.50E-03	-1.00E-01	2.50E-03	-1.00E-01	2.50E-03
ϕ_9	-1.27E-01	4.00E-03	-3.72E-01	1.83E-03	-1.89E-01	1.95E-03	-1.96E-01	5.21E-04
ϕ_{10}	2.88E-01	3.14E-03	2.33E-01	1.35E-03	2.34E-01	2.60E-03	3.68E-01	1.19E-03
ϕ_{11}	7.67E-01	1.59E-03	7.76E-01	7.71E-04	5.92E-01	8.09E-04	4.66E-01	2.69E-04
ϕ_{12}	-2.83E-02	2.79E-05	-2.94E-02	1.70E-05	-7.67E-04	1.61E-05	2.23E-02	7.13E-06
ϕ_{13}	-4.14E+00	4.17E-02	-3.98E+00	1.82E-02	-5.02E+00	8.98E+00	-5.65E+00	3.37E-02
ϕ_{14}	3.61E+00	5.97E-02	4.32E+00	3.30E-02	3.93E+00	2.47E-02	4.00E+00	1.21E-02
ϕ_{15}	-5.15E+00	8.80E+00	-5.34E+00	8.55E+00	-5.20E+00	8.76E+00	-5.00E+00	9.00E+00
ϕ_{16}	-2.32E-01	7.56E-03	-2.66E-01	3.40E-03	-6.42E-01	4.78E-03	-7.25E-01	1.92E-03
ϕ_{17}	5.15E+00	6.91E-02	4.92E+00	3.74E-02	4.06E+00	8.96E+00	7.67E+00	3.51E-01
ϕ_{18}	3.12E+00	2.88E-02	2.68E+00	1.38E-02	1.94E+00	1.98E-02	2.16E+00	8.08E-03

En el presente estudio se han utilizado los valores hallados para ϕ_6 , ϕ_7 , ϕ_8 , ϕ_9 , ϕ_{10} , ϕ_{11} y ϕ_{12} para las arcillas de la tabla 2.3.2.

El coeficiente de amortiguamiento basado en el comportamiento de Masing (D_{Masing}), para cualquier amplitud de deformación es función de: 1) Amortiguamiento de Masing para cada deformación para un coeficiente de curvatura de 1, y 2) el valor del coeficiente de curvatura, como se expresa en la fórmula:

$$D_{Masing} = c_1 D_{Masing,a=1.0} + c_2 D_{Masing,a=1.0}^2 + c_3 D_{Masing,a=1.0}^3 \quad [2.10]$$

$$c_1 = -1,1143a^2 + 1,8618a + 0,2523 \quad [2.11]$$

$$c_2 = 0,0805a^2 - 0,0710a - 0,0095 \quad [2.12]$$

$$c_3 = -0,0005a^2 + 0,0002a + 0,0003 \quad [2.13]$$

donde:

c_1, c_2, c_3 = funciones del coeficiente de curvatura.

El amortiguamiento de Masing utiliza coeficientes de curvatura desde 0,7 a 1,3. De este modo, el resultado del amortiguamiento de Masing puede expresarse mediante la ecuación [2.7], la cual está basada en la curva hiperbólica modificada de resistencia-deformación:

$$D_{Masing,a=1.0}(\%) = \frac{100}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad [2.15]$$

A partir de estas ecuaciones se obtienen las curvas de correlación propuestas. Un ejemplo se muestra en las gráficas de la figura 2.3.10 donde se pueden observar las curvas de variación del módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y del amortiguamiento de material (D) con la deformación cíclica (γ_c), para un suelo arcilloso con IP=60%, moderadamente sobreconsolidado (OCR=4), sometido a una presión efectiva media de confinamiento de 40 kPa y a 10 ciclos de carga de frecuencia 10 Hz.

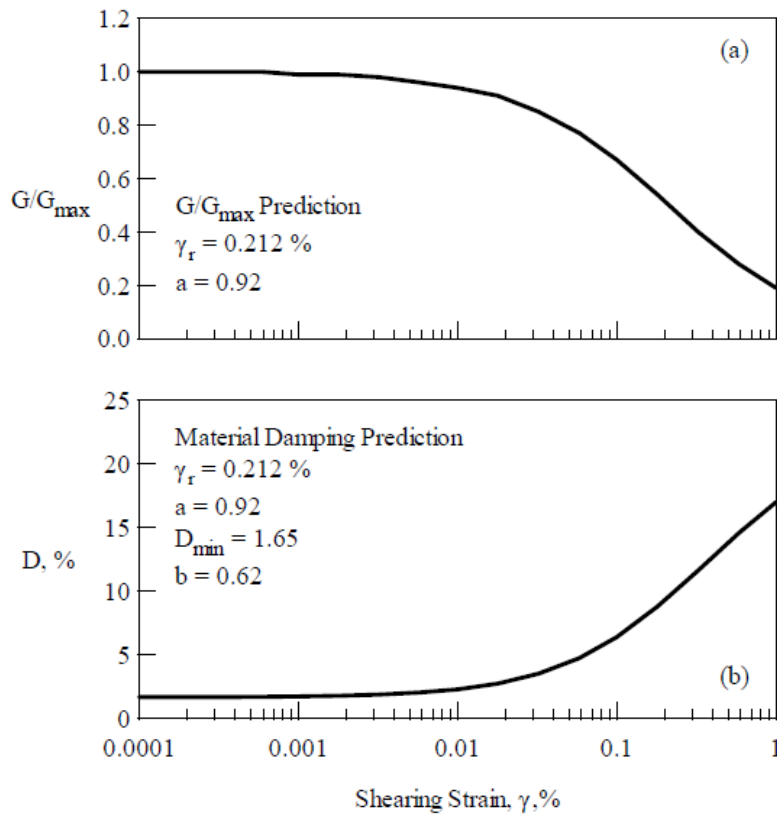


Figura 2.3.10. Estimación a) módulo de corte normalizado (G/G_{max}) y (b) coeficiente de amortiguamiento (D) en relación con la deformación de corte cíclica (γ) para un ejemplo de suelo del estudio de Darendeli (2001).

El modelo está basado en datos recogidos a deformaciones variables entre 1×10^{-5} y menos del 1%, por lo que la extrapolación de las curvas propuestas a mayores amplitudes de deformación no son recomendables.

Teniendo en cuenta la importancia de los factores señalados (número de ciclos, presión efectiva de confinamiento, el índice de poros, la densidad relativa, la frecuencia de la vibración, la amplitud de la deformación angular, la microfábrica del suelo, la historia de tensiones y la cementación del material) en la respuesta dinámica de los suelos, se programó estudiar la influencia de la mejora con materiales granulares (densidad o índice de poros), la presión efectiva de confinamiento y la tensión desviadora, para la evaluación de los parámetros dinámicos de las tres muestras en estado saturado mediante el ensayo triaxial cíclico (ensayo a alta deformación) y ensayo de Bender Element (ensayo a baja deformación). Los parámetros dinámicos determinados son: la velocidad de propagación de las ondas de corte (v_s), el módulo de corte (G), y el amortiguamiento (D).

CAPÍTULO 3. MATERIALES ESTUDIADOS

3.1. Contexto geológico

Los materiales objeto de este estudio proceden de la Formación Arcillas Azules del Guadalquivir. Localizada en la depresión del mismo nombre siendo la más importante de toda la depresión dada su importancia desde el punto de vista de la ingeniería, fundamentalmente por su amplia extensión, con gran continuidad lateral y vertical y, por otro lado, porque son los materiales que más problemas geotécnicos presentan en las obras civiles, especialmente en las obras lineales. Estos materiales afloran en casi todas las provincias de Andalucía: Córdoba, Jaén, Sevilla y Huelva (figura 3.1.1). Son los principales depósitos autóctonos de la Depresión del Guadalquivir con espesores variables de entre 200 y 1000 metros, amentando hacia el sur y alcanzando el máximo en las zonas de marisma del Guadalquivir (Vera, 2004).

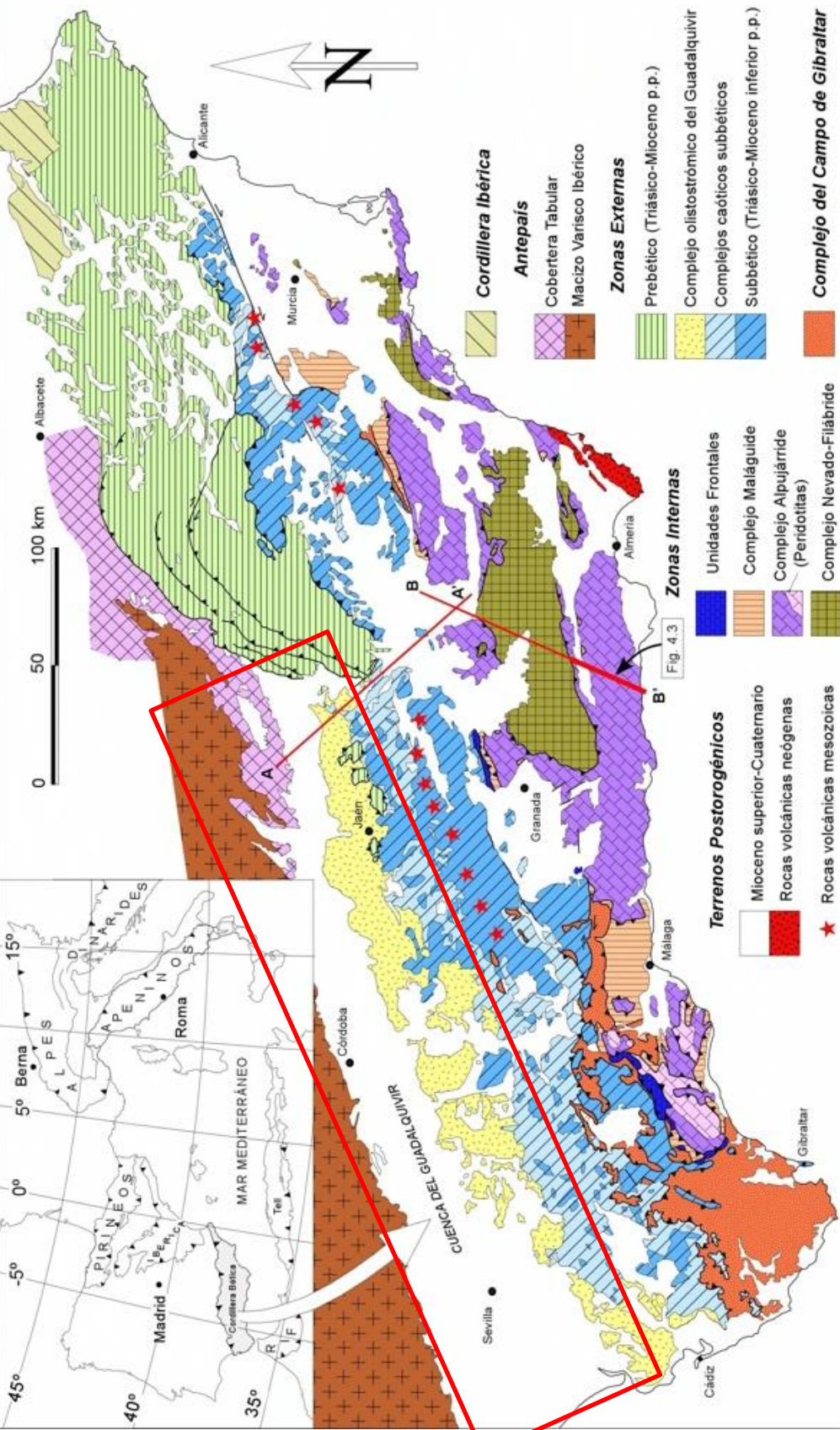


Figura 3.1.1. Mapa geológico de la Cordillera Bética con un fragmento de la Codillera Ibérica, la Ibérica Valenciana (Vera, 2004).

La Cuenca del Guadalquivir forma uno de los grandes rasgos morfoestructurales que dan forma a la zona sur de la Península Ibérica con su génesis ligada a las Cordilleras Béticas. Esta estructura alargada se formó como una cuenca periférica al norte del Orógeno Bético durante el Neógeno, constituyendo una cuenca de antepaís situada entre la Cordillera Bética (borde activo) y el Macizo Ibérico (borde pasivo). Basándose en el estudio de varios autores, su origen fue el resultado del plegamiento del paleomargen Suribérico al producirse un engrosamiento cortical durante el Neógeno, producto del apilamiento de materiales mesozoicos y paleógenos, como consecuencia del acercamiento entre los continentes de África y Europa (Portero, *et al.*, 1984 y Roldán 1995).

La Cuenca del Guadalquivir tuvo diversos episodios de relleno clástico relacionados espacial y temporalmente; emplazamiento de los cuerpos olistostrómicos desplazados desde las zonas externas de la cordillera y actividad tectónica. Estos episodios han desplazaron el epicentro hacia el norte. El desarrollo del relleno de la cuenca está íntimamente relacionado con su evolución neógena, caracterizada por diferentes etapas tectónicas y, en cierta manera, ligada a la actividad del borde activo de la Cuenca, las Cordilleras Béticas (Tsige, 1999).

3.1.1. Relleno de la Cuenca del Guadalquivir

Los sedimentos que rellenan la Cuenca del Guadalquivir son de edad Neógena, fundamentalmente Neógeno superior, y están representados principalmente por materiales procedentes de ambos bordes de la Depresión. Durante el Mioceno inferior y medio, estos materiales presentan importantes intercalaciones de masas olistostrómicas con escamas y mantos peliculares que se encuentran en contacto mecánico (Perconig, 1964ab). Durante el Neógeno y el Cuaternario, la cuenca se rellenó por diversos sedimentos que afloran hasta 800 metros sobre el nivel del mar. Los materiales son principalmente de origen marino y de naturaleza predominantemente clástica, con una potencia que puede sobrepasar los 2000 metros distribuidos de forma asimétrica en la cuenca (Galán y González, 1993).

Estos rellenos de la Cuenca suelen ser divididos en dos grandes unidades según su génesis y modo de emplazamiento: Unidad Alóctona, correspondiente a los materiales procedentes de otras áreas (materiales de traslación u olistostromas), con una importancia relevante en el sector suroriental de la Depresión, y la Unidad Autóctona, compuesta por materiales de relleno propiamente dichos, formados en la misma Cuenca con una importancia relevante en los sectores centrales y

septentrionales de la Depresión representados por formaciones de edades diferentes y composición variada.

Unidad Alóctona

Se trata de un material sedimentario originado por procesos de deslizamiento gravitacional y constituido por una mezcla caótica de materiales clásticos de diversa naturaleza: arcillas, margas, margo-calizas, areniscas, yesos y dolomía, en forma de bloques y de elementos de olistolitos (Perconig, 1964a). El tamaño de estos olistolitos suele encontrarse entre algunos metros y varios hectómetros cúbicos. Estos olistolitos se encuentran inmersos en una matriz lutítico-arenosa conservando su textura y estructura original. Los materiales son, en su mayoría, de edad triásica y, en menor proporción, de edad cretácica y terciaria. Su origen está asociado a un borde de la Cuenca con actividad tectónica de levantamiento siendo el área fuente de los deslizamientos de las zonas externas de las Cordilleras Béticas. Roldán *et al.* (2012), lo definieron como brechas de origen tectónico, asociadas a la surrección y desmantelamiento del Orógeno Bético, ligados a procesos de inestabilidad generados en los márgenes de las cuencas durante el levantamiento y propagación del orógeno hacia el antepais, por lo que corresponden a materiales de procedencia subbética o de áreas más internas, materiales de traslación u olistostromas. Estos materiales tienen una amplia representación en el borde sur de la cuenca extendiéndose desde la Sierra de Cazorla hasta las proximidades de Jerez de la Frontera. La edad de esta unidad fue estimada por Roldán (1995) entre el Langhiense superior y el Serravaliense inferior-medio. La potencia total de esta unidad no llega a sobrepasar los 200 metros aunque es difícil de estimar.

Unidad Autóctona

Dentro de esta unidad autóctona se encuentran los materiales que han rellenado la cuenca durante el Neógeno y el Cuaternario, incluyendo los sedimentos y las terrazas actuales. Los depósitos de relleno de la Cuenca se encuentran discordantes sobre el Carbonífero, Triásico, e incluso, sobre el Paleozoico. Estos sedimentos han sido divididos en secuencias deposicionales a partir de datos de campo y estudios bioestratigráficos (Sierro *et al.*, 1990; Sierro *et al.*, 1996). Estas secuencias progradan desde los márgenes sur y norte hacia el centro de la cuenca y hacia el Golfo de Cádiz, donde la secuencia continúa en la actualidad (Sierro *et al.*, 1990; Sierro *et al.*, 1996; Salvany *et al.*, 2011). De muro a techo se pueden observar las siguientes unidades litoestratigráficas:

- a) Facies del Mioceno transgresivo del borde norte de la Cuenca del Guadalquivir o Formación de Calcarenita de Niebla (Civis *et al.*, 1987; Baceta y Pendón, 1999) o Complejo Basal Transgresivo (Abad, 2007): su edad está situada en el Tortoniense superior y tienen un espesor entre 25 y 120 metros aunque Roldán (1995), afirma que no sobrepasa los 20 metros. En general, constituyen el muro de la Formación de las Arcillas Azules y se disponen discordantemente sobre el Paleozoico o sobre los materiales Mesozoicos de la parte nororiental de la Depresión, formando una franja de más de 1 km de anchura a lo largo del borde norte. Litológicamente, representan una serie grano decreciente constituida de muro a techo por conglomerados de base con abundantes elementos rodados, por gravas de estratificación cruzada, por arenas amarillentas o grises azuladas con algunos fósiles, y por arenas arcillosas calcáreas hacia el techo. Es una serie representativa de una transgresión, en la que con frecuencia se aprecian variaciones laterales de facies y es rica en microfauna.
- b) Formación de las Arcillas Azules o Margas Azules: situada sobre la unidad anterior, en ella predominan los materiales arcillo-margosos (formación de Margas Azules del Guadalquivir), depositados como resultado de la transgresión (último episodio relacionado con los últimos hundimientos de la Cuenca). La época de sedimentación de éstas finaliza con una regresión hacia el Andaluciense en la que se depositó la denominada serie de transición.

Los materiales que constituyen esta unidad se localizan en toda la Cuenca del Guadalquivir con una extensión muy amplia. Se extiende desde Huelva hasta Villacarrillo (Jaén), siendo los principales materiales de relleno de la Depresión. También se encuentran en el Bajo Guadalete, así como en la zona de Arcos de la Frontera. En general, se encuentran en casi todas las provincias de Andalucía (Córdoba, Sevilla, Jaén, Linares, Bailén, Huelva) y son citadas, aunque de forma irregular, en las hojas del Mapa Geológico de España a escala 1:200.000 de síntesis correspondiente a: Linares: Hoja n.º70, Villacarrillo: Hoja n.º71, Puebla de Guzmán: Hoja n.º 74, Sevilla: Hoja n.º 75, Córdoba: Hoja n.º 76, Jaén: Hoja n.º 77, Baeza: Hoja n.º 78, Ayamonte (Huelva): Hoja número 80-81, Morón de la Frontera: Hoja n.º 82, Cádiz: Hoja n.º 86. También se conoce como la Formación Arcilla de Gibrleón en Huelva y como la Formación Écija en Sevilla. La Formación de Arcillas de Gibrleón (Civis *et al.*, 1987) en particular, está compuesta por arcillas y limos finos margosos de medios profundos y su espesor es de 100 metros en el margen norte de la Cuenca aumentando

progresivamente hacia el sur hasta superar los 1000 metros (Perconig y Martínez-Díaz, 1977; Martínez del Olmo *et al.*, 1984, 2005).

Se disponen horizontalmente con bastante continuidad lateral a lo largo de la Depresión. Al norte se encuentran sobre la unidad anterior, formando una serie monoclinal normal, mientras que al sur, sus contactos con las demás formaciones están trastocados puesto que a la vez que se depositaban, se deslizaban hacia el norte los mantos de corrimiento subbéticos (materiales de la Unidad Olistostrómica).

Se trata de una potente formación de materiales de arcilla margosa de color gris azulado y verdoso, en ocasiones intercalados con niveles arenosos lenticulares de areniscas azules, escasos al principio de la formación y cada vez más abundantes hacia el techo. En ocasiones, y debido a la alteración, presentan impregnaciones de óxidos de hierro locales. También poseen niveles finos de yesos esporádicos generalmente asociados a fisuras. La formación está coronada por la alternancia de niveles detríticos de colores amarillos y margas que constituyen el tramo arenoso y ferruginoso de la formación.

El espesor de esta formación varía según la zona donde se encuentren, destacando un aumento muy grande hacia el sur. De acuerdo con los sondeos realizados por el Instituto Tecnológico Geominero los datos van desde una media de 200-250 metros en la parte septentrional meridional y central, hasta casi 1000 metros en las Marismas del Guadalquivir. Son muy ricas en microfaunas, entre las que son más frecuentes las de tipo: globigerinoides, especialmente, globorotalias dentalinas y monoseriadas nodosarias. También se aprecian espículas de esponjas, radiolarios y cámaras de globigerinas. La edad de estos materiales está muy bien determinada gracias a la abundancia de estos microfósiles presentes en ella, que la colocan en el Tortoniense superior Messiniense (Larrasoña *et al.*, 2008).

- c) Formación Arenas de Huelva (Civis *et al.*, 1987): Su edad se ubica en el Tortoniense Superior (Andaluciense) y a veces en el Saheliense. Se trata de una serie de materiales detríticos y bioclásticos de tipo nerítico-litoral con aspecto regresivo. Las facies son muy constantes en el bajo Guadalquivir y están caracterizadas por arenas finas amarillas con fósiles. La potencia media de esta formación detrítica es del orden de 30 metros pero aumenta hacia el centro de la

cuenca llegando hasta los 80 metros. Esta formación posee abundantes macro y microfaunas.

- d) Plioceno: Durante este periodo, en la cuenca existió sedimentación tanto en ambientes marinos como en ambientes continentales (en la parte de Sevilla y Huelva), dando lugar a materiales de diversas facies:

El Plioceno marino que aflora a lo largo del litoral gaditano y en algunos puntos del interior (en el borde más al sur de la cuenca) formando una franja adosada al litoral aproximadamente de 1 km de anchura. Se apoya sobre las arenas del Saheliense y está representado por areniscas amarillentas de tipo transgresivo, con pequeños niveles limosos, cantos rodados y abundantes fósiles.

El Plioceno continental forma un inmenso glacis que desciende suavemente desde la meseta hercínica hasta el Océano Atlántico. Estas facies no presentan fauna alguna y se encuentran en gran parte en la región de Huelva presentando alteraciones rápidas de arenas más o menos gruesas, de gravas, de conglomerados y de bancos arcillosos a menudo de color verde. El conjunto de la formación normalmente tiene un color rojo-naranja. La potencia suele ser pequeña, del orden de 10 a 30 metros.

- e) Cuaternario: El Cuaternario de la cuenca se caracteriza fundamentalmente por los depósitos de origen continental poco evolucionados en los que predominan las terrazas del río Guadalquivir, que están ampliamente desarrolladas en su margen izquierdo. Están compuestas por conglomerados o gravas, arenas en la base y arcillas en el techo, como típica secuencia fluvial.

Se distinguen tres terrazas principales individualizadas con criterios de facies y posición relativa; las terrazas del Cuaternario Antiguo, Medio y reciente.

El Cuaternario Antiguo se encuentra en la mayor parte de la cuenca. Su extensión más amplia se localiza entre Sevilla y Córdoba formando un nivel muy constante. Está constituido por limos y arcillas con irregulares cantos rodados y gravas, asociados a costras calcáreas y blancas de pequeño espesor. Los elementos más característicos de este Cuaternario antiguo son tanto los colores superficiales muy vivos (rojo-naranja), como la intensa rubefacción, así como las costras calcáreas. Su espesor no sobrepasa los 20 metros.

El Cuaternario Medio se observa a lo largo de la mayor parte de la red fluvial. Corresponde a unos limos superiores que descansan sobre niveles de areniscas, de arenas o de conglomerados. Se caracteriza por una rubefacción típica bastante intensa aunque menor que la de la terraza del Cuaternario antiguo. No se observan costras calcáreas.

El Cuaternario reciente corresponde a la terraza actual que normalmente está constituida por una capa superior de limos, más o menos arcillosos, y por una capa inferior de cantos rodados y gravas, más o menos arenosas. Su potencia es variable y está comprendida entre 5 y 30 metros. En esta terraza no se observan rubefacciones, cementaciones, ni costras calcáreas, lo que permite distinguirla perfectamente.

Esta unidad se encuentra bien representada en las provincias de Huelva, Sevilla y Cádiz como se observa en la figura 3.1.2 con cuatro perfiles litoestratigráficos tipo de la Unidad (figura 3.1.3).

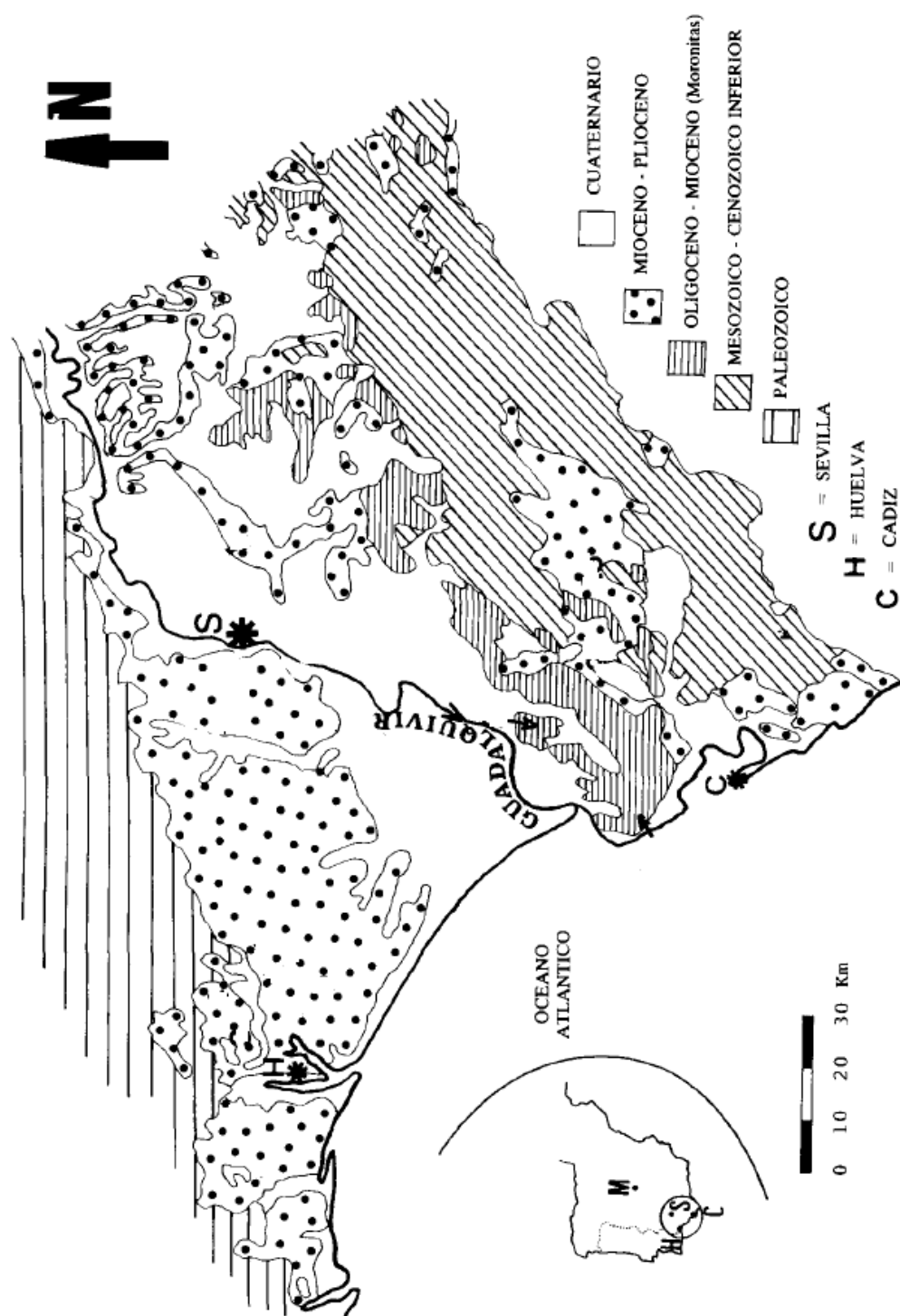


Figura 3.1.2. Situación geológica de la Cuenca del Guadalquivir (Galán y González, 1993).

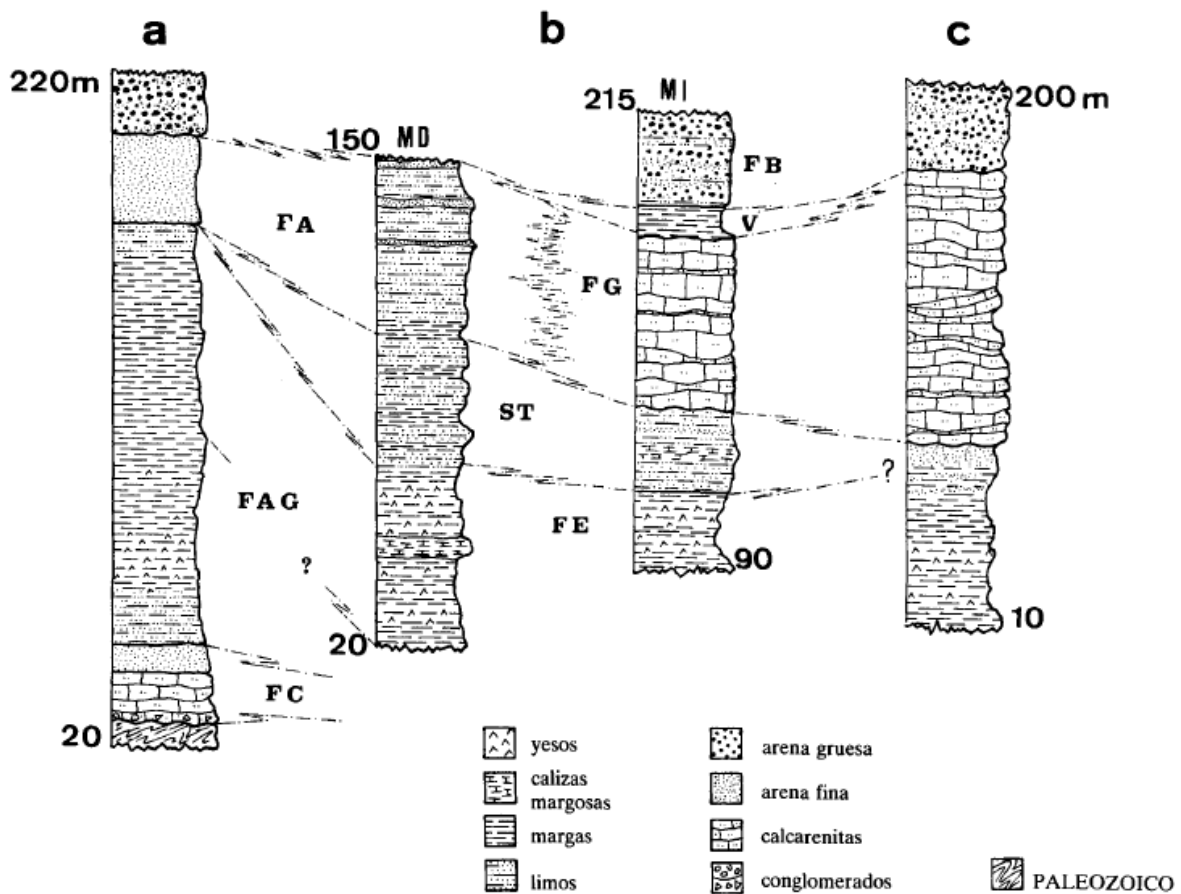


Figura 3.1.3. Perfiles litoestratigráficos tipo de: a) zona de Huelva, b) zona de Sevilla (MD = margen derecha del Guadalquivir, MI = margen izquierda del Guadalquivir), y c) zona de Cádiz.

FC = Formación calcarenitas de Niebla, FAG = Formación arcillas de Gibralfuente, FE = Formación Ecija, ST = Serie de Transición, FA = Formación arenas de Huelva, FG = Formación Guadaira, V = Margas verdes, FB = Formación arenas de Bonares (Galán y González, 1993).

3.2. Propiedades de los materiales estudiados (Margas o Arcillas Azules del Guadalquivir)

3.2.1. Descripción general del material

Como se ha comentado anteriormente los materiales empleados para la investigación de esta tesis pertenecen a los materiales de la formación de las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG), obtenidos en sondeos, calicatas y muestras superficiales (figura 3.2.1).

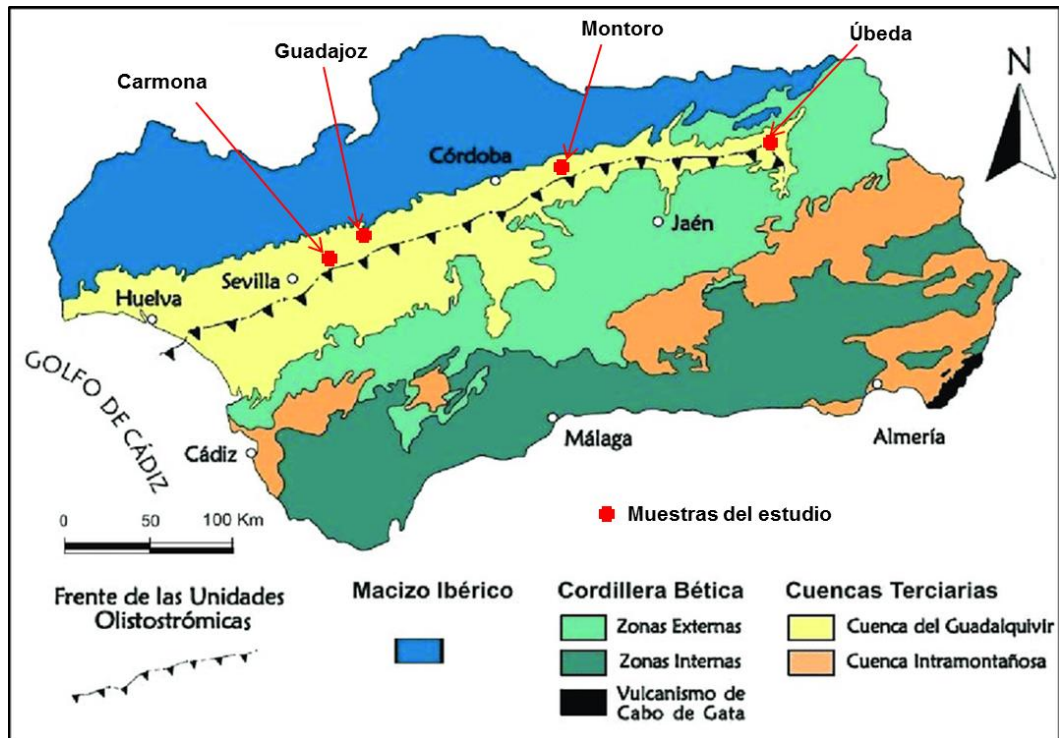


Figura 3.2.1. Mapa geológico simplificado de la cuenca del Guadalquivir y situación de las muestras empleadas en la tesis (Mayoral y Abad de los Santos, 2008).

Las AAG son materiales que suelen presentar problemas de distinta envergadura que son asociados a sus propiedades geotécnicas, especialmente a su composición, grado de sobreconsolidación o fragilidad, existencia de microdiscontinuidades y alterabilidad (figura 3.2.3) (Uriel y Oteo, 1976; Tsige, 1999; Estaire *et al.*, 2001; Oteo, 2003; Ayala-Carcedo, 2004). Estos problemas geotécnicos han sido, entre otros, deformaciones excesivas en túneles, inestabilidades de taludes tanto en profundidad como deslizamientos superficiales (Oteo, 1994; Tsige, 1999; Olalla y Cuellar, 2001; Alonso y Gens, 2001; Tsige y Corral, 2013; Alonso y Gens, 2006; Galera *et al.*, 2009; Cooper *et al.*, 2011 y 2014). Debido a estas inestabilidades, algunos de ellos han tenido graves consecuencias ya que han generado grandes desastres medioambientales como la rotura de la presa de Aznalcóllar en 1998 que ocasionó el desembalse incontrolado de los residuos que contenía contaminando toda la zona a su paso, el deslizamiento de Almodóvar del Río de 1992 (Romero y Domenech, 1994), que afectó a la línea de Alta Velocidad AVE Madrid-Sevilla y a la línea ferrocarril convencional, y el deslizamiento de El Carambolo que puso en peligro el hermoso jardín botánico de Sevilla (El Arboreto), entre otros.

En la figura 3.2.2 se muestra un ejemplo de testigos de sondeos extraídos de sondeos en Úbeda (Jaén) a una profundidad de 22 metros donde se aprecia el característico color gris-azulado de la formación a estudio.



Figura 3.2.2. Testigos de sondeos en Úbeda (fotografía cedida por Tsige, M.).

En ocasiones, la formación aparece alterada en las zonas más superficiales tomando un color amarillento característico como se puede observar en la figura 3.2.3 en los testigos de la formación de las AAG a bajas profundidades en el sondeo anteriormente expuesto. Las muestras pierden ese color azulado característico de la Formación y pasan a tener un color ocre más amarillento.



Figura 3.2.3. Testigos de sondeos en Úbeda (fotografía cedida por Tsige, M.).

En la figura 3.2.4 se muestra el aspecto de la formación de las AAG en una excavación en Carmona, Sevilla.



Figura 3.2.4. Aspecto de la formación en una excavación en Carmona Sevilla (fotografía cedida por Tsige, M.).

En la parte más superficial se desarrolla la máxima alteración adquiriendo un color marrón amarillento y aspecto térreo. En las zonas donde la alteración ha sido mucho más intensa, estas arcillas pierden dicho aspecto en su totalidad para convertirse en suelos blandos con aspecto térreo y sin ninguna cohesión. Esto es favorecido, principalmente, por el carácter expansivo de los materiales y la existencia de discontinuidades inherentes a la formación. En profundidad (figura 3.2.4), se trata de arcillas margosas de color gris verdoso y, a veces, azuladas. Aparecen con textura masiva más o menos carbonatadas, en ocasiones algo limosas, y se suelen encontrar con una elevada rigidez y consistencia. En general, se pueden considerar como materiales homogéneos.

Sopena (2015) realizó el ensayo de durabilidad Jar Slake Test sobre la formación de las AAG comparándolos con los esquemas de degradación para arcillas de Slaking Index de Santi (1998) y Walkinshaw and Santi (1996) (figura 3.2.5) que clasifican el comportamiento del material en diferentes índices según los esquemas de degradación. Éste es el ensayo estándar de la International Society for Rock Mechanics para evaluar la durabilidad de las rocas débiles o blandas cuando se exponen frente agentes externos (en este caso, agua y ciclos de humedad sequedad). Dedujo, que esta formación se caracteriza por una disgregación en forma de escamas de tamaño milimétrico, recordando a las estructuras de las arcillas y que uno de los factores más importantes de este proceso de alteración es la rapidez con la que el suelo se transforma de material duro y consistente a un estado muy blando, con una pérdida importante de la resistencia al corte. En afloramientos en taludes y desmontes, este proceso puede tener efectos en varios días o semanas, dependiendo básicamente de las condiciones climáticas y del contenido de humedad natural.

Fm AAG: muestra a 67.5 m

Figura 3.2.5. Muestra de la Formación de las AAG y resultado del ensayo Jar Slake Test. Esquemas con el Slaking Index de Santi (1998) y Walkinshaw and Santi (1996). (Sopena, 2015).

El comportamiento de las muestras de la figura 3.2.5 estudiado por Sopena (2015) se caracterizó por una disgregación según escamas de tamaño milimétrico, similar a las estructuras de las arcillas, debido a un mayor porcentaje en estos minerales. La degradación de las muestras fue rápida, llegando, en prácticamente todas las muestras, a una total disgregación reflejando una cementación muy baja o prácticamente inexistente.

Según Tsige (1999), las AAG se clasifican en tres grupos geotécnicos (tabla 3.2.1).

Tabla 3.2.1. Zonificación de las Arcillas Azules (Adaptado de Tsige, 1999).



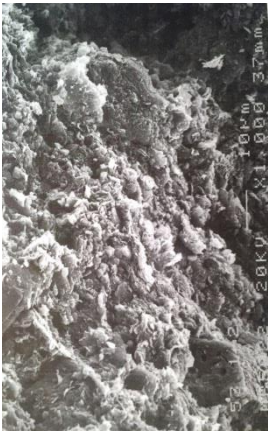
Zona	Descripción visual	Mineralogía	Microfábrica	Mecanismos de meteorización	Microfábrica
Arcillas azules muy alteradas.	<ul style="list-style-type: none"> - Color ocre o rojo amarillento con manchas verdes. - Aspecto térreo y frágil. - Litorelictos de la roca madre <20%. - Fisuración general y grietas de desecación. - Predominio de fisuras horizontales muy densas (1mm). - Rellenos de yesos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Esmectita e illita en igual proporción. - Posible aumento de interestratificados. - Esmectitas con bordes agudos y a veces fibrosas. - Illitas con contornos deformados. - Disolución de calcita de origen químico y rotura de los de origen biológico. - Procesos de gelificación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Organización abierta y algo caótica. - Microfábrica “esqueletal” y granular. - Presencia de agregados irregulares compuestos por láminas de arcillas y fragmentos de limo. - Zonas de microfábrica de tipo “Discernable parallel clay”. - Abundancia de láminas de arcilla individuales sin organización alguna. - Macroporos, fisuras y canales. - Abundantes microdiscontinuidades. 	<ul style="list-style-type: none"> - Acción agua-arcilla. - Modificación de las fuerzas electro-física entre las arcillas. - Alguna modificación química. - Expansión interflamar. - Rotura por presión capilar. - Oxidación. 	
Arcillas azules alteradas.	<ul style="list-style-type: none"> - Arcillas verdes grisáceas, coloración roja alrededor de las fisuras. - Concreciones de pirita oxidadas. - Se mantiene el aspecto margoso litorelictos >60%. - Algo consistentes y relativamente duras. - Pocas fisuras horizontales con rellenos de óxido y yeso. 	<ul style="list-style-type: none"> - Esmectita e illita en igual proporción. - Esmectitas arrugadas y a veces dobladas. - Micas abiertas en el proceso de alteración. - Disolución de calcita de origen químico. 	<ul style="list-style-type: none"> - Microfábrica algo abierta tipo panel de abeja. - Agregados irregulares y regulares. - Arcillas en FF, FE de ángulo alto. - Algunas láminas de arcillas sin organización alguna. - Microporos regulares y de forma circular. - Presencia de macroporos de forma irregular y canales de disolución. - Microdiscontinuidades en la dirección horizontal a veces rellenos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Relajación de tensiones. - Expansión interagregado. - Poca expansión interelemental. - Rotura por expansión. - Rotura por presión capilar. - Oxidación sólo de fisuras. 	

Tabla 3.2.1. Zonificación de las Arcillas Azules continuación (Tsige, 1999).

Zona	Descripción visual	Mineralogía	Microfábrica	Mecanismos de meteorización	Microfábrica
Arcillas azules sanas.	<ul style="list-style-type: none"> -Arcillas gris azuladas muy duras y muy rígidas. -Fractura concoidea con superficie radial y a veces con brillo. -Textura masiva y tacto limosos. -A simple vista no se observan fisuras. 	<ul style="list-style-type: none"> -Esmectita e illita en proporciones similares. -Esmectitas con contornos bien definidos y en forma de dominio grande de tamaño limo. -Micas grandes y morfología más o menos regular. 	<ul style="list-style-type: none"> -Organización compacta y muy densa. -Microfábrica similar a turbostrática algo abierta. -Arcillas en FF, FE de ángulo bajo. -Agregados de arcilla regulares. -Ausencia o pocas láminas de arcilla individuales. -Microporos y ausencia de macroporos. -Muy pocas microdiscontinuidades. 	<ul style="list-style-type: none"> -Alguna acción química. -Reacción sulfuro y calcita. -Poca oxidación. 	

Por otra parte, en los estudios de la corta minera de la Mina de Las Cruces, donde afloran 140 metros de las AAG, Galera *et al.* (2009) definieron diferentes niveles en profundidad según la alteración del material observada en los sondeos realizados. Para su descripción litológica en profundidad se ha cogido una columna esquemática de la formación procedente de un sondeo de la corta minera figura 3.2.6. Estos autores dividieron la formación en los siguientes tramos:

a) Margas meteorizadas (MET): las margas en los niveles superficiales se encuentran altamente meteorizadas:

- MET - 1: posee 10 metros de espesor y son margas muy meteorizadas con una tonalidad anaranjada.
- MET - 2: alcanza los 23 metros de profundidad. Estas margas son azules pero presentan signos apreciables de meteorización. Presencia de grietas verticales de desecación con espaciado métrico.
- MET - 3: llega hasta los 31 metros de profundidad. Se trata de margas con escasos signos de meteorización. Las grietas de desecación aumentan su espaciado hasta la decena de metros. La diferencia con MET-2 es de carácter descriptivo, ya que no existen diferencias de sus parámetros resistentes con respecto al anterior nivel.

b) Margas sanas: a partir de los 31 metros de profundidad no existen signos de meteorización y las margas muestran su característico color gris-azulado. Los autores las subdividieron en los siguientes tramos:

- Nivel - 1: abarca desde los 31 a los 80 metros de profundidad. Marga blanca. No existen grietas de desecación. Presenta diaclasas subverticales y planos de estratificación con un espaciado en torno a los 5 metros.
- Nivel - 2: llega desde los 80 hasta los 110 metros de profundidad. Marga media. Posee una consistencia de roca blanda grado 0 a grado 0-1 y posee una rotura frágil.
- Nivel - 3: Posee una potencia de 5 metros que va desde los 110 metros hasta los 115 metros de profundidad. Marga blanda que presenta las mismas características que las del Nivel – 1 aunque sus propiedades geotécnicas presentan una elevada dispersión.
- Nivel - 4: abarca desde los 115 hasta los 130 metros. Marga dura. Presenta una consistencia de roca blanda grado 0-1. La resistencia y la rigidez aumenta de forma muy significativa.

- Marga arenosa: nivel masivo de margas, con una presencia de arenas al situarse justo por encima de la formación arenosa del acuífero Niebla - Posadas.
- Arenas: se encuentran parcialmente cementadas y posee un espesor entre 0 y 15 metros.
- Sustrato paleozoico: está constituido por rocas volcánicas sedimentarias.

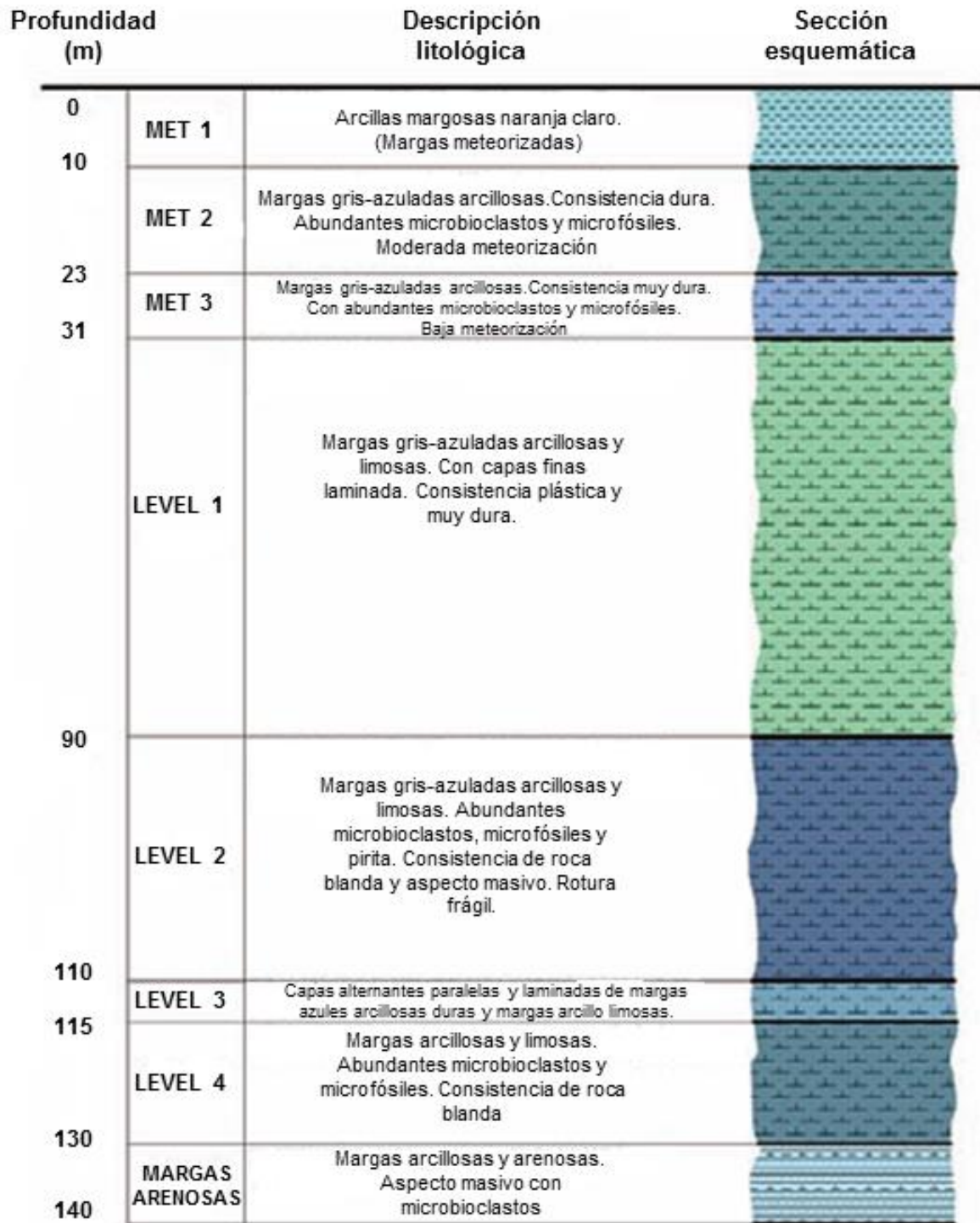


Figura 3.2.6. Sección litológica esquemática de las AAG con la profundidad de un sondeo de la corta de la Mina de Las Cruces (Adaptado de Galera *et al.*, 2009).

3.2.2. Fallos geotécnicos relevantes asociados a la Formación de las Arcillas Azules del Guadalquivir

Balsa de residuos mineros de Aznalcóllar

La rotura de la balsa de residuos mineros de Aznalcóllar constituye el mayor desastre medioambiental ocurrido en España. La rotura de la balsa de residuos mineros metálicos con el dique perimetral de cierre de escollera ocurrió el 25 de Abril de 1998 y dio lugar al desembalse incontrolado de los residuos que la balsa contenía, contaminando toda la zona a su paso (figura 3.2.7). Varios trabajos de investigación realizados desde distintas instituciones y universidades españolas atribuyen como la causa de la rotura al agotamiento de la resistencia al corte y presencia de discontinuidades, entre otros, de las AAG (Olalla y Cuellar, 2001; Ayala-Carcedo, 2004; Alonso y Gens, 2001 y 2006).



Figura 3.2.7. Rotura de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar (fotografía tomada de Olalla y Cuellar, 2001).

La capacidad final de la balsa era de 33 hm³ y en el instante de la rotura contenía 15 hm³. Se produjo un vertido de 2 millones de metros cúbicos de lodos decantados tras el vertido y unos 4 Mm³ de aguas ácidas (López Pamo *et al.*, 2001; Palancar, 2001). Estos lodos y aguas ácidas fueron vertidos rápidamente sobre el cauce de los ríos Agrio y Guadiamar, y no llegaron a alcanzar el Parque Nacional de

Doñana gracias a un dique construido unos meses antes, pero sí afectó el preparque y por ello causó un gran impacto público. La superficie afectada por los vertidos ascendió a 26,16 km² y la mayor parte de las consecuencias económicas hasta el momento han tenido que ser asumidas por el erario público.

La rotura se produjo en forma de deslizamiento traslacional del terreno a través del cimientado de la presa, formado por arcillas sobreconsolidadas (margas azules de Guadalquivir). La balsa, cuyo dique tenía 27 metros de altura en el momento de la rotura, se asentaba sobre una terraza aluvial de 4 – 6 metros de potencia, a la que subyacen las arcillas margosas azules (Alonso y Gens, 2001), con una potencia local de 60 metros (Moya, 2001). Ayala-Carcedo (2004) determinó que el proceso de rotura del terreno de cimentación sobre el cual descansaba el dique correspondía a una rotura progresiva, característica de arcillas sobreconsolidadas y de rocas blandas (carácter frágil), a través de una junta vertical y una superficie de estratigrafía planar, sometido a las presiones intersticiales elevadas. Este proceso de rotura es asociado, por tanto, a materiales frágiles caracterizados por una caída significativa de la resistencia al corte tras alcanzar su valor pico, hasta un valor residual sensiblemente menor. En 1962, Leonards, cuando aún no se conocía en profundidad el proceso que lleva a la rotura progresiva, ya recomendó que en este tipo de materiales se prescindiera de la cohesión en los cálculos de estabilidad.

A la rotura también contribuyeron las altas presiones intersticiales en el cimientado de la presa. Esto fue debido a la muy baja permeabilidad tanto de la arcilla azul como de los lodos que contenía la balsa ya que no disponía de sistemas de drenaje bajo la presa lo que hubiese supuesto el filtrado de aguas ácidas al río Agrio. Por ello, la presa disponía de una pantalla de bentonita-cemento bajo la misma, lo que contribuyó al incremento de las presiones intersticiales reduciendo la resistencia al corte del cimientado (Ayala-Carcedo, 2004).

Deslizamiento de Almodóvar del Río

Deslizamiento que tuvo lugar en Almodóvar del Río, Córdoba, que afectó a la construcción de la línea de AVE Madrid-Sevilla (figura 3.2.8). Romero y Domenech en 1994, en su investigación llevada a cabo y en el back-análisis que realizaron a posterior de este deslizamiento, explicaron que se trató de una rotura progresiva debido a las “pobres” propiedades geotécnicas de esta formación geológica de cara a la ingeniería.



Figura 3.2.8. Deslizamiento de Almodóvar del Río (fotografía tomada de Romero y Domenech, 1994).

Deslizamiento de El Carambolo

El deslizamiento de El Carambolo es uno de los típicos deslizamientos que degradan el margen derecho del río Guadalquivir en las proximidades de la ciudad de Sevilla poniendo en peligro su jardín botánico (El Arboreto). El deslizamiento se produjo siguiendo varias superficies de rotura, la mayor parte de las cuales, estaban limitadas por los distintos grados de alteración de las AAG. En la figura 3.2.9 se muestra la superficie de rotura en una sección representativa de la superficie del deslizamiento de El Carambolo.

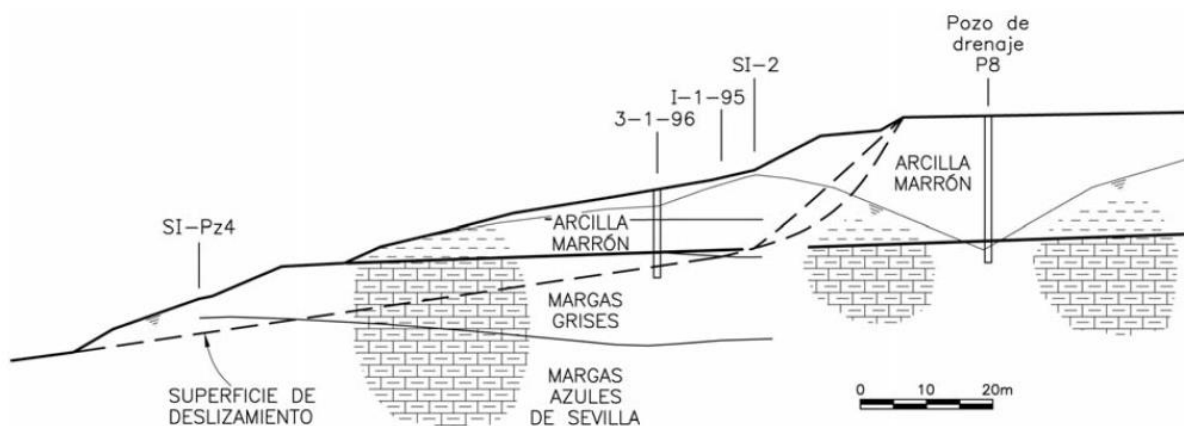


Figura 3.2.9. Sección transversal del deslizamiento de El Carambolo (Alonso y Pinyol, 2007).

Deslizamientos en la Mina de cobre de Las Cruces

En el municipio de Gerena, cerca de Sevilla capital, se encuentra uno de los mayores yacimientos de cobre de Europa. Esta corta puede llegar a alcanzar una profundidad máxima de 250 m en su máximo desarrollo, a lo largo de 1600 m de longitud y 900 m de ancho, con un talud global medio de 28° de inclinación (Galera *et al.*, 2009). Galera *et al.*, (2009) efectuaron numerosos ensayos para determinar la evolución de los parámetros de resistencia y de deformación de las AAG en profundidad y, como consecuencia, diferenciaron hasta cinco niveles geotécnicos.

Durante la fase de excavación comenzó a tener un papel muy importante en el comportamiento de las AAG la aparición de numerosos planos de estratificación, siendo un aspecto muy importante en la formación de deslizamientos localizados en los bancos de la corta de la mina, especialmente en el contacto entre el horizonte de las arcillas con el acuífero subyacente. Por ello, se colocaron 17 inclinómetros y 12 piezómetros para monitorizar los desplazamientos que tenían lugar. Se llevó a cabo el estudio de la estabilidad de 3 bancos (10 m de altura) localizados en la zona Norte de la mina utilizando un back-análisis mediante el programa FLAC considerando un modelo constitutivo *strain-softening* para este tipo de material (AAG). Además, se midió un patrón de deformación en la zona Sur de la mina donde se encuentran las arcillas y el acuífero (Cooper *et al.*, 2011). Se registraron problemas de inestabilidades de ladera de pequeña envergadura (figura 3.2.10), pero muy abundantes.



Figura 3.2.10. Corta de cobre Las Cruces (fotografía tomada de Cooper *et al.*, 2011).

Además de estos problemas descritos, existen numerosas inestabilidades de taludes a lo largo de la mayor parte de las infraestructuras líneas realizadas en estos materiales, con importantes consecuencias económicas (Tsige y Corral, 2013; Mochón

et al., 2013). En la figura 3.2.11 se pueden observar ejemplos de distintos tipos de rotura de taludes actuales en la formación de las Arcillas Azules del Guadalquivir.



Figura 3.2.11. Ejemplos de los distintos tipos de rotura de taludes actuales en las AAG (Tsige y Corral, 2013).

3.2.3. Composición mineralógica y química

Existen varios estudios que abordan la composición mineralógica de la formación en muestras de sondeos, trincheras, excavaciones de grandes profundidades (minas) y muestras superficiales. Dentro de estos estudios se pueden destacar el trabajo de Tsige (1999), Galera *et al.* (2009) y Sopena (2015). También aparecen estudios puntuales como los de Galán y González (1983) y Pozo *et al.*, (2008) en los que se aborda el estudio de la mineralogía y composición química de estos materiales con diferentes detalles.

La composición mineralógica de los materiales estudiados (AAG), en su conjunto es relativamente homogénea manteniendo los mismos componentes aunque, con una variación ligera con la profundidad a lo largo de toda la cuenca. Está representada principalmente por filosilicatos (>60%) cuyo mineral de arcilla predominante es de tipo esmectita dioctaédrica tipo beidelita, seguido de la illita, con una cantidad importante de minerales interestratificados (illita/esmectita) y de caolinita que aparecen en proporciones muy bajas. En una cantidad menor, porcentaje inferior al 10%, existe cuarzo (Tsige, 1999). En la figura 3.2.12 se puede observar un difractograma representativo.

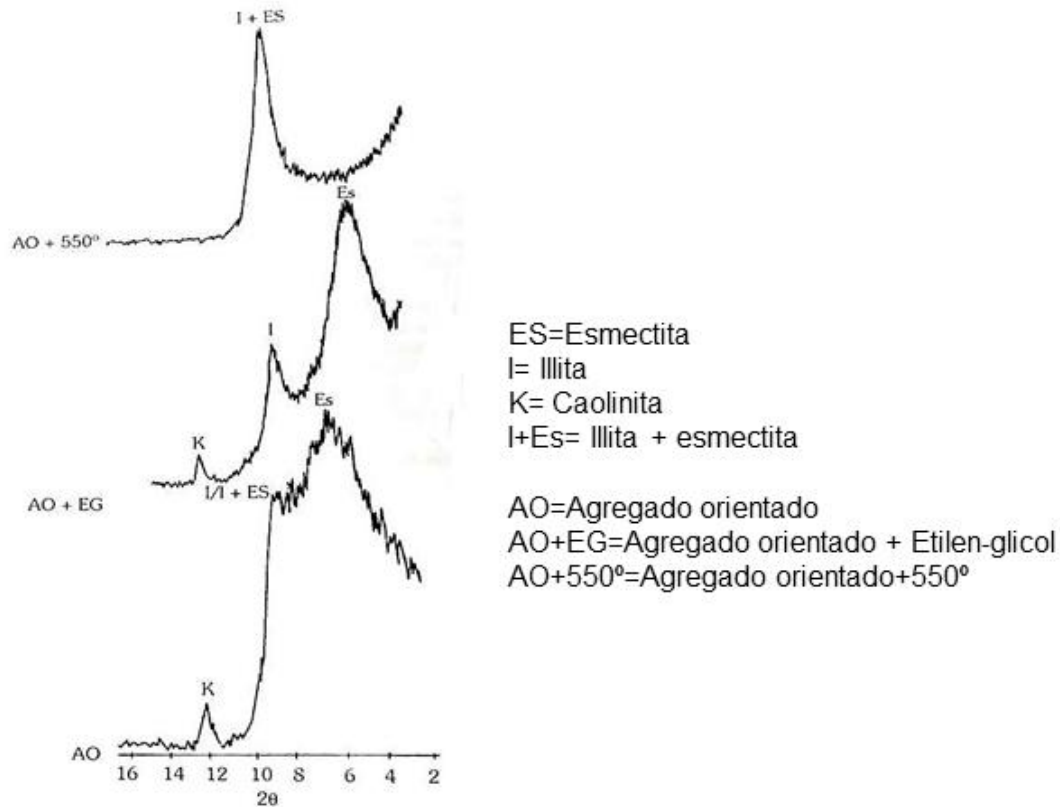


Figura 3.2.12. Difractograma representativo de agregado orientado en fracción menor de 2 μm (Tsige, 1999).

Sopena (2015) en su estudio de la Formación de las AAG llevó a cabo cuatro difractogramas (figura 3.2.13) de la fracción menor de 2 μm , en diferentes profundidades. Observó que, los minerales de la arcilla presentes, principalmente son la illita, esmeclita y caolinita, aunque también se existen interestratificados de illita-esmeclita.

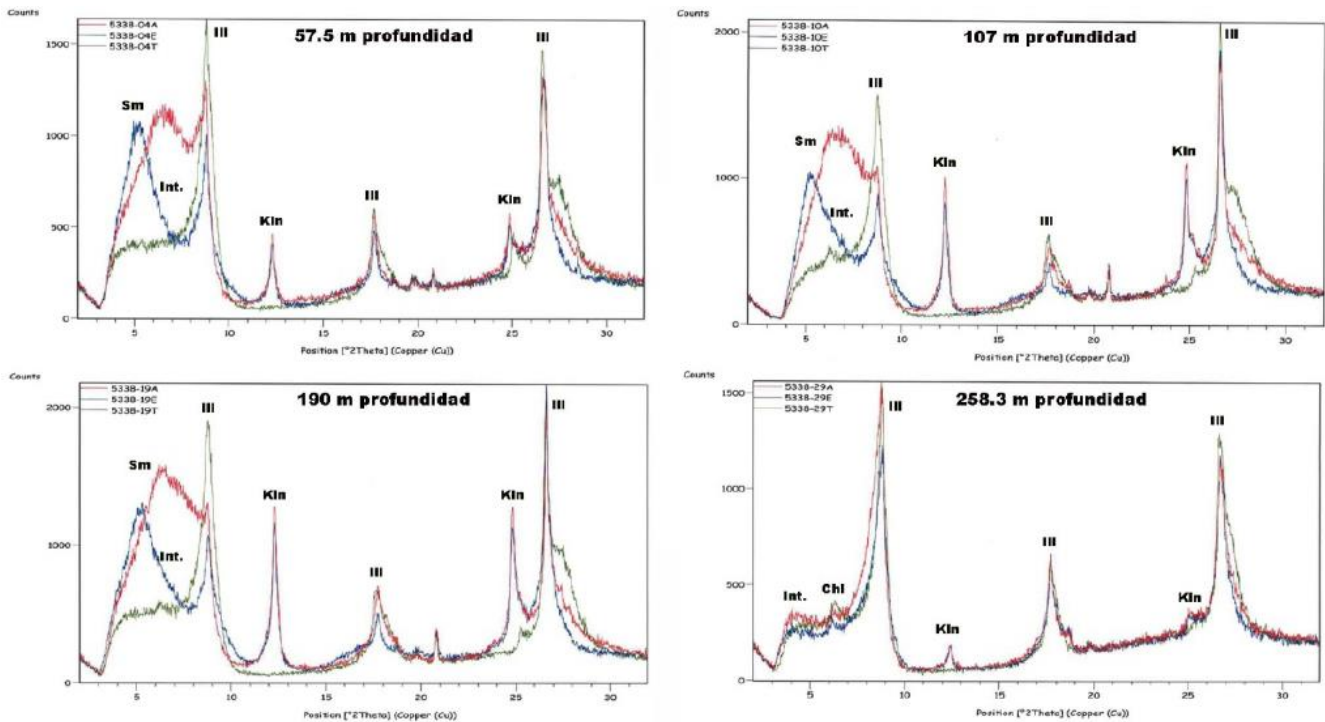


Figura 3.2.13. Difractogramas representativos de diferentes profundidades en fracción menor de 2 μm (Sopena, 2015).

En la figura 3.2.14 se presentan los valores de la composición química de los minerales de las AAG obtenidas por Tsige (1999) mediante el microanálisis de espectrómetro de energía dispersiva de rayos X (EDAX) en la que se aprecian las propiedades de los elementos químicos.

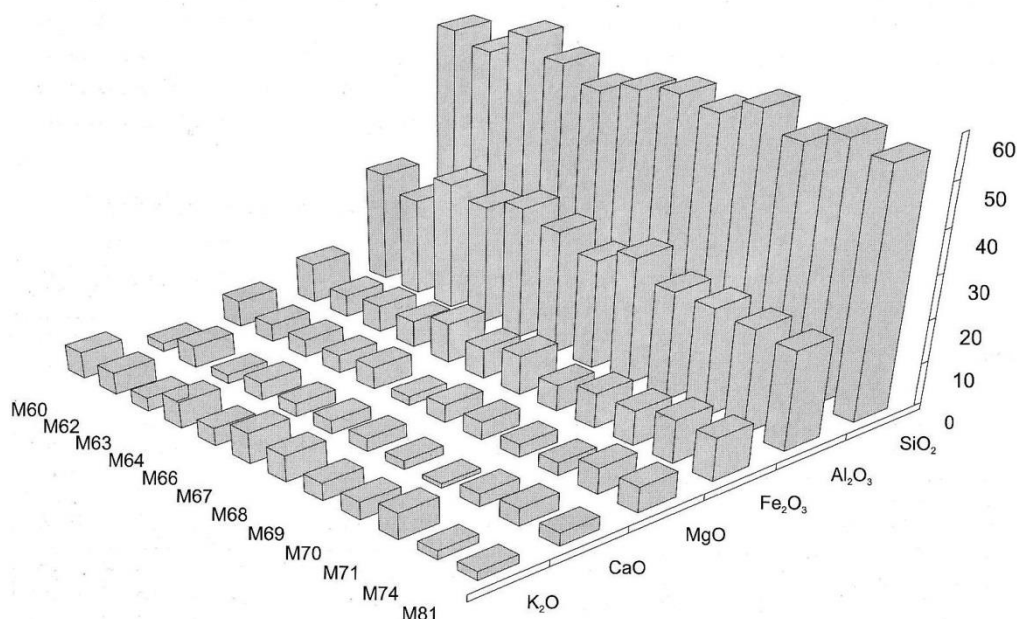


Figura 3.2.14. Representación gráfica de la composición química de las arcillas en las muestras estudiadas mediante microanálisis de EDAX (Tsige, 1999).

Con estos datos, los autores han calculado la fórmula estructural de cada elemento tanto para los minerales del grupo esmectítico (tabla 3.2.2), como para el grupo de los minerales de la illita (tabla 3.2.3).

Tabla 3.2.2. Fórmula estructural representativa de las esmectitas (Tsige, 1999).

Muestra	Si ^{IV}	Al ^{IV}	Carga tetraed.	Al ^{VI}	Mg ^{VI}	Fe ^{VI}	Carga octaed.	K ₂ O	CaO	Carga interla.
M58-0	3,64	0,36	-0,87	1,27	0,45	0,43	-0,01	0,21	0,08	-0,37
M58-4	3,52	0,48	-0,48	1,39	0,48	0,32	+0,08	0,32	0,04	-0,40
M62-3	3,589	0,411	-0,411	1,405	0,420	0,331	-0,04	0,252	0,057	0,366
M62-6	3,644	0,366	-0,366	1,292	0,355	0,407	+0,194	0,243	0,159	0,561
M64-6	3,488	0,512	-0,511	1,374	0,363	0,382	-0,384	0,214	0,153	-0,519
M64-7	3,579	0,421	-0,421	1,276	0,501	0,402	+0,035	0,245	0,071	-0,386
M67-4	3,512	0,488	-0,488	1,384	0,259	0,431	-0,039	0,141	0,141	-0,527
M67-6	3,692	0,308	-0,308	1,322	0,285	0,436	-0,148	0,095	0,095	-0,456

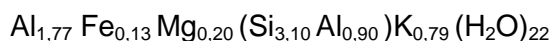
Siendo, la fórmula estructural representativa de las partículas de esmectita:



Tabla 3.2.3. Fórmula estructural representativa de las partículas de illita calculada a partir de microanálisis (MET-EDX) (Tsige, 1999).

Muestra	Si ^{IV}	Al ^{IV}	Carga tetraed.	Al ^{VI}	Mg ^{VI}	Fe ^{VI}	Carga octaed.	K ₂ O	CaO	Carga interla.
M58-1	3,01	0,90	-0,90	1,77	0,21	0,13	+0,11	0,79	-	-0,79
M58-2	3,08	0,92	-0,92	1,87	0,14	0,08	+0,20	0,77	-	-0,72
M62-1	3,35	0,46	-0,46	1,56	-	0,27	+0,51	0,97	-	-0,97
M62-2	3,30	0,74	-0,74	1,54	0,33	0,27	+0,09	0,66	-	-0,65
M64-1	3,68	0,32	-0,32	1,24	0,52	0,30	-0,34	0,57	-	-0,66
M64-2	3,40	0,60	-0,60	1,40	0,36	0,30	-0,18	0,42	-	-0,78
M67-1	3,32	0,68	-0,68	1,78	-	0,225	+0,03	0,65	-	-0,65
M67-2	3,28	0,72	-0,72	1,63	0,215	0,189	-0,07	0,80	-	-0,79

Siendo, la fórmula estructural representativa de las partículas de illita:



La representación de estos datos en el gráfico de Newman y Reynolds (1989) se expone en la figura 3.2.15.

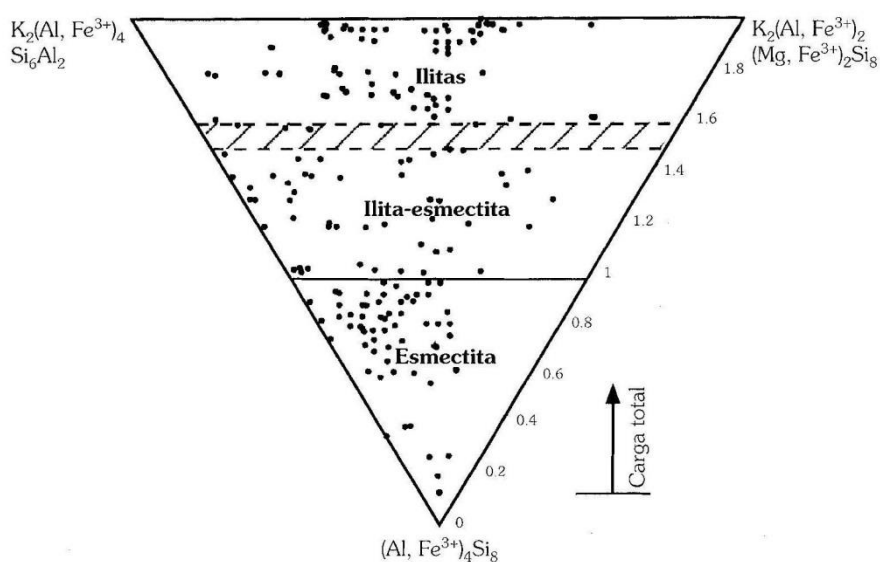


Figura 3.2.15. Representación de los microanálisis puntuales de las arcillas en el gráfico de Newman y Reynolds (Tsige, 1999).

Los carbonatos representados por calcita que aparecen en porcentajes entre el 15% y el 25%, son predominantemente biogénicos y están representados por microfósiles planctónicos encontrados como granos individuales o formando grupos de tamaño mayor rodeados de arcillas, por lo que su efecto cementante es mínimo (figura 3.2.16 y 3.2.17).

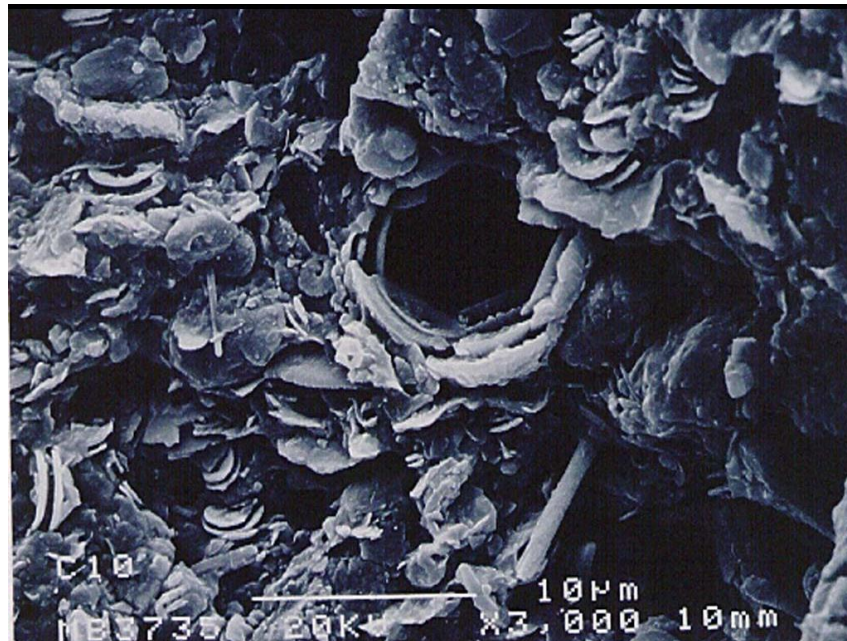


Figura 3.2.16. Imagen de microscopio electrónico de barrido de una muestra AAG con presencia de cocolitos (Tsige, 1999).

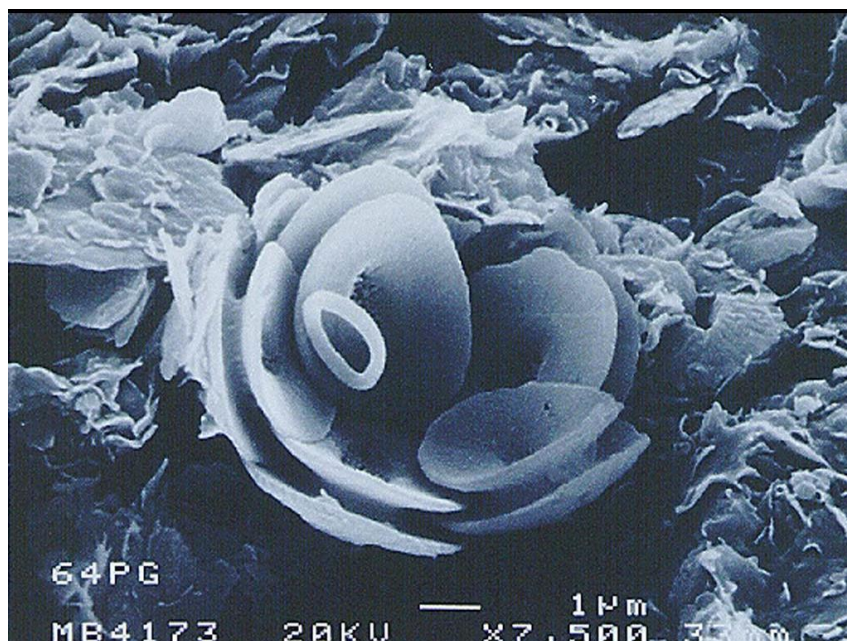


Figura 3.2.17. Imagen de microscopio electrónico de barrido de cocolitos (Tsige, 1999).

Se puede observar que los cristales de calcita (figura 3.2.18), pirita (figura 3.2.19) y yeso (figura 3.2.20) también aparecen dentro de la formación en proporciones reducidas.

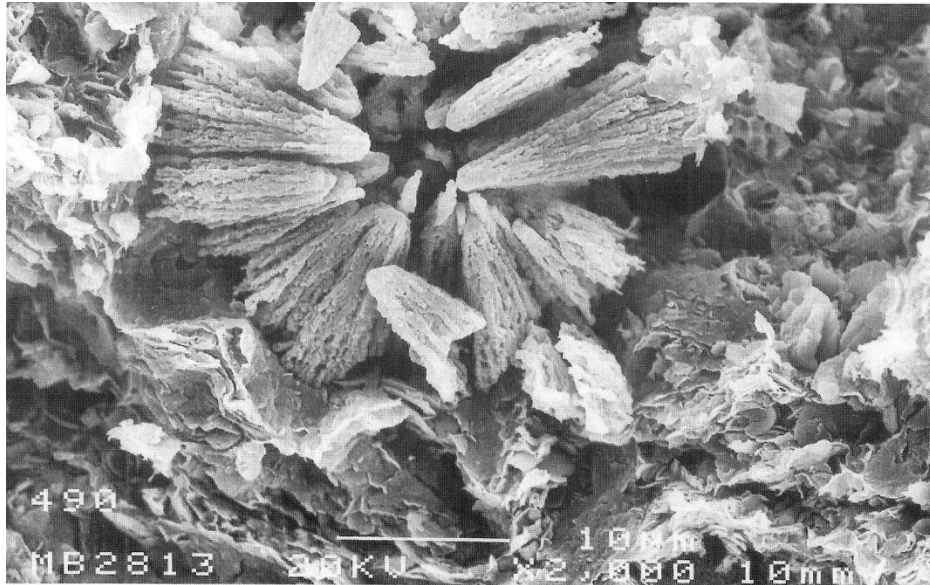


Figura 3.2.18. Imagen de microscopio electrónico de barrido de cristales de calcita recrystalizada dentro de una estructura orgánica probablemente esferolita rodeada de cristales de arcilla (Tsige, 1999).

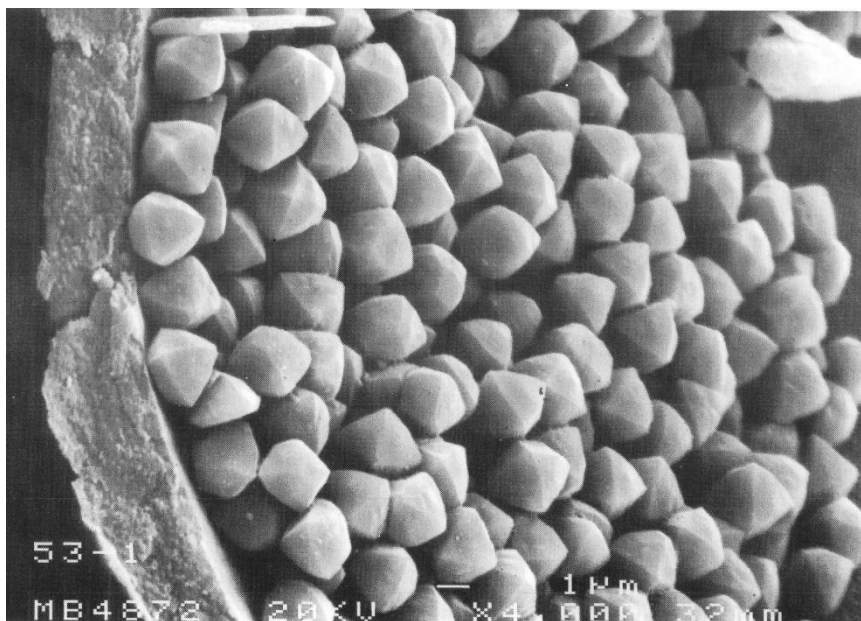


Figura 3.2.19. Imagen de microscopio electrónico de barrido de agregados de pirita dentro de los caparazones de los fósiles (Tsige, 1999).

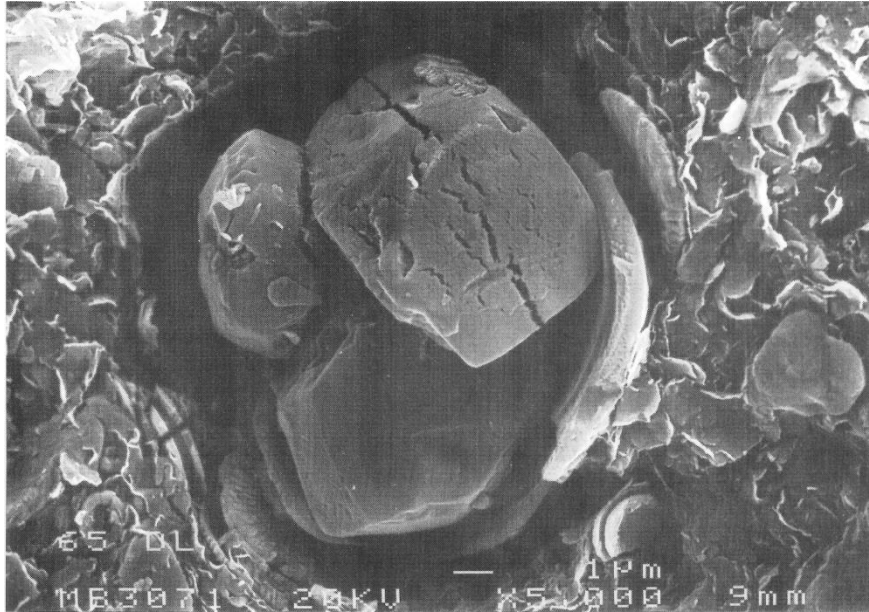


Figura 3.2.20. Imagen de microscopio electrónico de barrido de cristales de yeso dentro del caparazón de los cocolitos (Tsige, 1999).

Sopena (2015) muestra la variación en profundidad de la composición mineralógica de un sondeo (Montemayor-1) localizado al borde occidental de la Cuenca Neógena del Guadalquivir (Huelva) (figura 3.2.21).

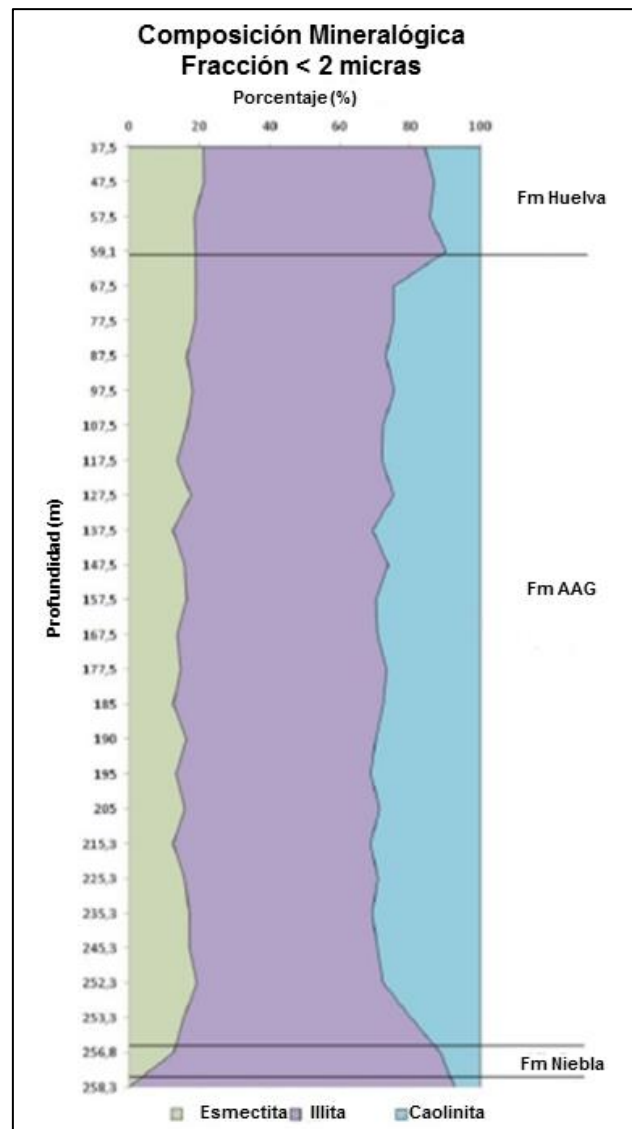


Figura 3.2.21. Variación en profundidad de la mineralogía del sondeo Montemayor-1 a partir de difracción de rayos en fracción menor de $2\mu\text{m}$ (Sopena, 2015).

En la figura 3.2.22 se expone la representación de la composición química realizada por Galera *et al.* (2009) en la Mina de Las Cruces. Para el conocimiento mineralógico y petrológico de estas arcillas realizaron 44 difracciones de rayos X y 154 determinaciones del contenido en carbonatos. Como se observa, el mineral arcilloso más abundante es la illita, con un contenido comprendido entre 20% y 40%. El contenido en caolinita va disminuyendo en profundidad hasta llegar a desaparecer a los 100 metros. A partir de los 100 metros existe mayor cantidad de esmectita.

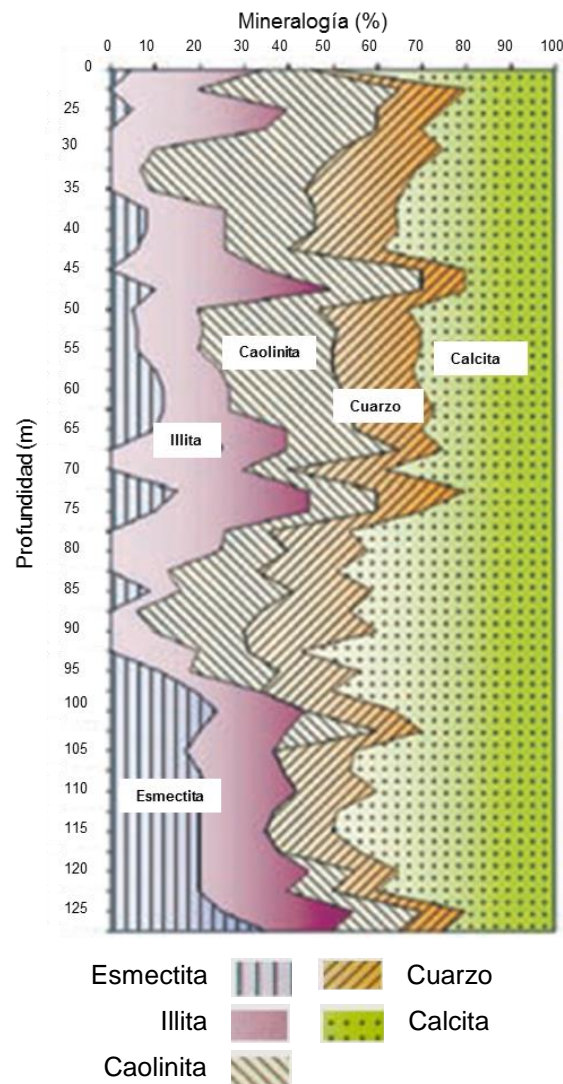


Figura 3.2.22. Variación mineralógica en profundidad en la mina de Las Cruces (Galera *et al.*, 2009).

Tanto lateralmente como en profundidad, se mantienen los tipos de minerales que representan la formación. No obstante, existen variaciones en la distribución y cantidad de cada uno de los elementos que forman la Unidad.

3.2.4. Caracterización geotécnica de las AAG

Granulometría

Las AAG son fundamentalmente materiales finos con, aproximadamente, más del 89% de pase por el tamiz número #200 y con un porcentaje de arenas de un 10%. En la figura 3.2.23 se muestran las curvas granulométricas representativas de esta Unidad y en la tabla 3.2.4 se presentan los valores de la distribución granulométrica obtenida.

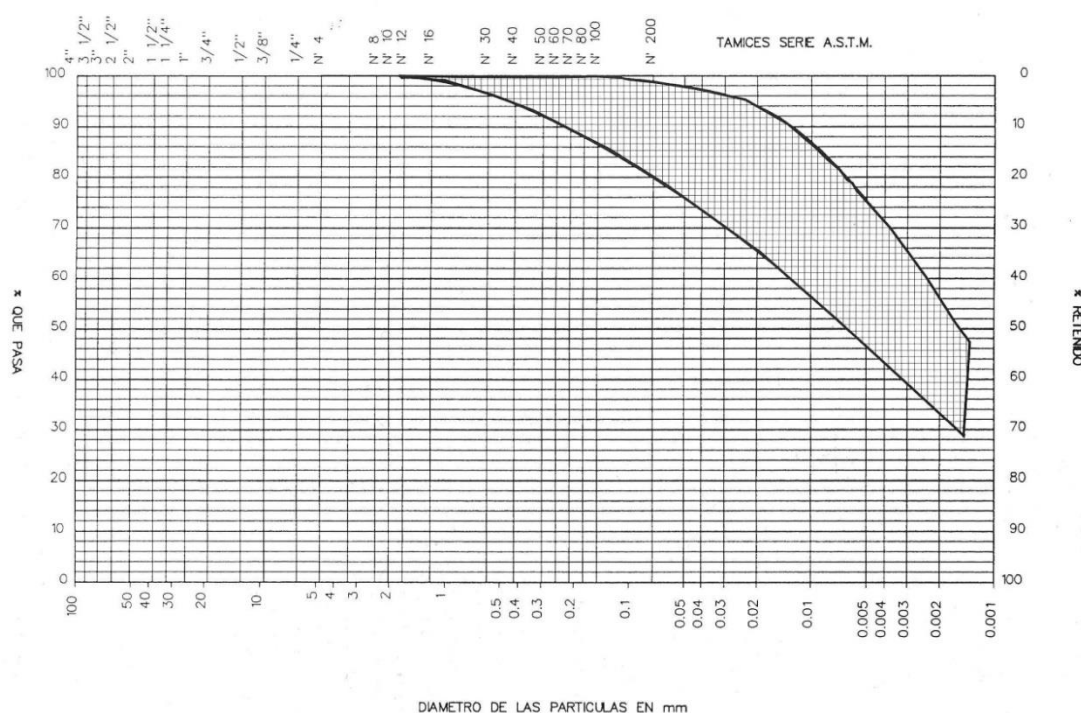


Figura 3.2.23. Curva granulométrica de las AAG (Tsige, 1999).

Tabla 3.2.4. Valores de fracción fina y fracción arcilla de referencia de las AAG.

Referencia	< 0,08mm (%)	< 0,002mm (%)
Uriel y Oteo 1976	93	55
Tsige 1999	89	45
Alonso y Gens 2001	-	53

Los valores tan elevados de limos obtenidos en los ensayos no se deben sólo al contenido de los granos de materiales primarios o químicos de tamaño limo sino también, a los dominios y/o agregados de tamaño grande comúnmente formados por la agrupación de arcillas.

Plasticidad

Los valores de los límites de Atterberg muestran que las AAG son suelos de alta plasticidad que queda definida por los rangos obtenidos para el límite líquido (41 a 83%) e índice de plasticidad (21 a 49%) por Tsige (1999) y Galera *et al.* (2009).

En la figura 3.2.24 se representan los datos de plasticidad de las AAG en la carta de plasticidad de Casagrande por diversos autores. En dicho gráfico se puede apreciar que existe una variación de los datos cuantitativos a lo largo de la línea A. A pesar de las diferencias de los valores, estos materiales serían clasificados como arcillas de media y de alta plasticidad (CM-CH) según el sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SCUS).

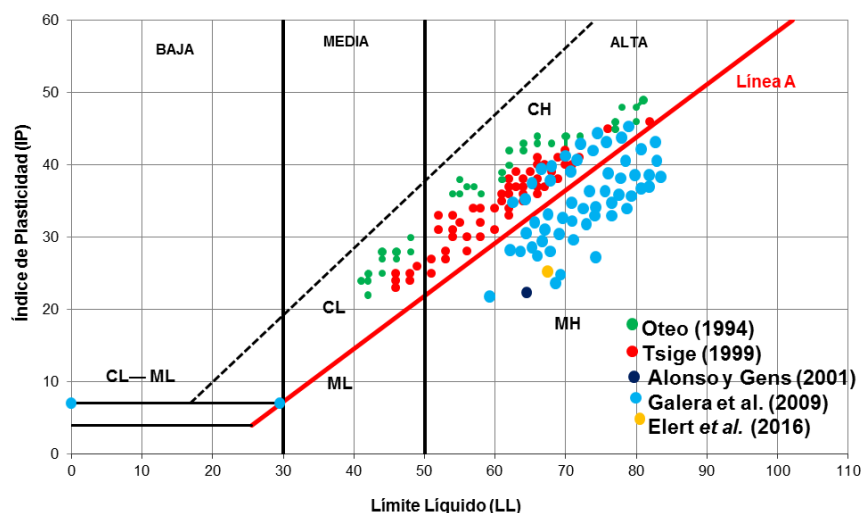


Figura 3.2.24. Datos de plasticidad de las AAG en la Carta de Casagrande.

En la tabla 3.2.5 se resumen los datos obtenidos de límites de Atterberg para estas AAG obtenidos por diferentes autores.

Tabla 3.2.5. Límites de Atterberg de las AAG de distintos autores.

Referencia	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Oteo 1994	40 - 70	25 - 45	15 - 25
Tsige 1999	47 - 73	26	21 - 47
Alonso y Gens 2001	65,3	43,5	21,8
Galera <i>et al.</i> 2009	-	-	30,2 - 39,1
Elert <i>et al.</i> 2016	67,0	24,3	42,7

Existen otras clasificaciones de los tipos de suelos para su uso en ingeniería, como por ejemplo la clasificación de los materiales según el Pliego de Prescripciones Técnicas de Carreteras del Ministerio de Fomento de España (PG-3) resumida en la tabla 3.2.6 y la clasificación de la Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y de Transporte (AASHTO) según la tabla 3.2.7.

Tabla 3.2.6. Clasificación española de suelos (PG-3).

Suelo	Características
Seleccionado	<ul style="list-style-type: none"> - Contenido en materia orgánica $MO < 0,2\%$. - Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso ($SS < 0,2\%$). - Tamaño máximo $D_{max} \leq 100$ mm. - Cernido por el tamiz #0,40 $\leq 15\%$ o que en caso contrario cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes: <ul style="list-style-type: none"> - Cernido por el tamiz #2 $< 80\%$. - Cernido por el tamiz #0,40 $< 75\%$. - Cernido por el tamiz #0,080 $< 25\%$. - Límite líquido $LL < 30$ e Índice de plasticidad $IP < 10$.
Adecuado	<ul style="list-style-type: none"> - Contenido en materia orgánica $MO < 1\%$. - Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso ($SS < 0,2\%$). - Tamaño máximo $D_{max} \leq 100$ mm. - Cernido por el tamiz #2 $< 80\%$. - Cernido por el tamiz #0,080 $< 35\%$. - Límite líquido $LL < 40$. Si límite líquido $LL > 30$, el índice de plasticidad $IP > 4$.
Tolerable	<ul style="list-style-type: none"> - Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, cumplen las condiciones: - Contenido en materia orgánica $MO < 2\%$. - Contenido en yeso $< 5\%$. - Contenido en otras sales solubles distintas del yeso inferior $SS < 1\%$. - Límite líquido $LL < 65$. Si $LL > 40$, $IP > 0,73 (LL - 20)$. - Asiento en ensayo de colapso $< 1\%$. - Hinchamiento libre $< 3\%$.
Marginal	<ul style="list-style-type: none"> - Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, ni adecuados, ni tampoco como suelos tolerables, por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para éstos, cumplan las siguientes condiciones: - Contenido en materia orgánica $MO < 5\%$. - Hinchamiento libre $< 5\%$. - Si el límite líquido $LL > 90$, el índice de plasticidad $IP < 0,73 (LL - 20)$.
Inadecuado	Suelos que no se puedan incluir en las categorías anteriores.

Tabla 3.2.7. Clasificación de suelos y mezclas suelo-agregados (AASHTO).

General Classification	Granular Materials (35 Percent or Less Passing 75 mm)							Silt-Clay Materials (More Than 35 Percent Passing 75 mm)			
	A-1			A-2							A-7
Group Classification	A-1-a	A-1-b		A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6				A-2-7
Sieve analysis, percent passing:											
2.00 mm (No. 10)	50 max	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.425 mm (No. 40)	30 max	50 max	51 min	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
75 mm (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)											
Liquid limit	-----		-----	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Plasticity index	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min ^a
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel and sand		Fine Sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils	
General rating as subgrade	Excellent to Good							Fair to Poor			

De acuerdo con estos sistemas de clasificación, las AAG se definirían de la siguiente manera en la tabla 3.2.8.

Tabla 3.2.8. Clasificación de las AAG según distintos sistemas de clasificación.

Clasificación	Tipo de suelo
SCUS	CH: Suelos arcillosos de alta plasticidad
PG3	Suelos marginales o inadecuados
AASHTO	A – 7: Suelo arcilloso

Humedad natural

La humedad natural (w) que poseen las AAG se muestra en la tabla 3.2.9. Suelen tener un grado de saturación aproximado entre el 65 y 72% (Tsige, 1999). El valor de la humedad natural del material es inferior o cercano al límite plástico, lo que indica que posee una consistencia muy elevada.

Tabla 3.2.9. Valores de humedad natural de las AAG de distintos autores.

Referencia	w (%)
Oteo (1994)	20 - 30
Tsige (1999)	20 - 27
Alonso y Gens (2001)	32,3
Galera et al. (2009)	23,1 - 30,3

Densidad

En la tabla 3.2.10 se resumen los valores de densidad seca y natural obtenidos por distintos autores. Teniendo en cuenta la clasificación que se resume en González de Vallejo (2002) acerca las propiedades de estado de suelos finos basada en la densidad seca, las AAG son suelos finos que pueden encontrarse con una consistencia desde blanda a dura.

Tabla 3.2.10. Valores de densidad de las AAG de distintos autores.

Referencia	Densidad seca (kN/m ³)	Densidad natural (kN/m ³)
Oteo (1994)	14,0 – 18,0	-
Tsige (1999)	14,9 – 17,0	-
Estaire <i>et al.</i> (2001)	-	19,4
Oteo (2003)	-	20,5
Ayala-Carcedo (2004)	-	19,0 – 19,8
Galera <i>et al.</i> (2009)	14,6	-

Presión de hinchamiento e hinchamiento libre

Una de las características geotécnicas de mayor importancia a considerar entre las propiedades ingenieriles es la expansividad ya que, es uno de los principales requisitos a cumplir para la utilización de materiales geológicos que sean aptos en las obras de tierra. Teniendo en cuenta las referencias de varios autores como Tsige (1999), Elert *et al.*, (2016) y considerando la clasificación que de este aspecto se recoge en González de Vallejo (2002) basada en el porcentaje de finos y en el valor del límite líquido, las AAG presentan una expansividad de media a media alta, lo que corresponde lógicamente a la composición mineralógica de su fracción fina, tan mayoritaria (tabla 3.2.11).

Tabla 3.2.11. Valores de presión de hinchamiento e hinchamiento libre de las AAG de distintos autores.

Referencia	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
Tsige (1999)	225,55 – 882,59	3,2 – 5,3
Elert <i>et al.</i> (2016)	500	8,6

Resumen propiedades geotécnicas

En la tabla 3.2.12 se muestra un resumen de algunas de las propiedades de las AAG que han sido recopiladas en los apartados anteriores definidas por varios autores.

Tabla 3.2.12. Resumen de las propiedades geotécnicas de las AAG (Oteo 1994; Tsige, 1999; Alonso y Gens, 2001; Olalla y Cuellar, 2001; Ayala-Carcedo, 2004; Galera *et al.*, 2009).

Propiedad	Valores mínimos y máximos	Valor medio
Fracción < # 200 (%)	88 – 99	91
Fracción limo (%)	30 – 65	45
Fracción arcilla (%)	32 – 56	53
Minerales de la arcilla (%)	54 – 81	71
Contenido de carbonato CaCO_3	19 – 34	24
Contenido de sulfato (%)	0,2 – 2,4	1,3
Límite líquido LL (%)	47 – 73	61
Límite plástico LP (%)	32	32
Índice de plasticidad IP (%)	21 – 47	33
Actividad (%)	0,6 – 0,8	0,7
Densidad seca ρ_d (kN/m^3)	14,1 – 17,0	15,5
Humedad natural w (%)	1 – 33	23
Porcentaje de hinchamiento (%)	2,9 – 5,3	4,1
Presión de hinchamiento (kp/cm^2)	1,06 – 9,0	5,03

CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN

Para alcanzar los objetivos planteados de la presente tesis doctoral se han seguido varias metodologías orientadas fundamentalmente a caracterizar los materiales compactados y estabilizados de las Arcillas Azules del Guadalquivir:

1. Revisión bibliográfica.
 2. Preparación de las muestras.
 3. Ensayos de laboratorio.
 4. Modelización numérica mediante programa de elementos finitos aplicando distintos criterios de rotura.
- 1) El estudio ha comenzado con una revisión bibliográfica existente sobre suelos compactados y métodos de mejora o estabilización de suelos con alta plasticidad expansivos. Además, se ha realizado una revisión detallada sobre el contexto geológico, las composiciones mineralógicas y el comportamiento geotécnico más relevante de los materiales objeto del estudio. También se ha revisado la implementación de algunos modelos constitutivos en la modelización numérica con programas de elementos finitos.
 - 2) Con el fin de caracterizar los materiales compactados desde el punto de vista geotécnico, mineralógico, microfábrica, así como su comportamiento dinámico, se prepararon tres grandes tipos de muestras:
 - AAG compactadas sin mezcla: contenido 100% de arcillas (AAG %).
 - AAG compactadas y estabilizadas con un 10% de arena: contenido en arcillas del 90% y un 10% de arenas (AAG - arena 10%).
 - AAG compactadas y estabilizadas con un 20% de arena: contenido en arcillas del 80% y un 20% de arenas (AAG - arena 20%).
 - 3) Las muestras fueron estudiadas en cuatro laboratorios distintos realizando diferentes tipos de ensayo en cada uno. La mayor parte de los ensayos han sido realizados por el doctorando con la ayuda del personal técnico de cada laboratorio, a saber: Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Laboratorio Geotecnia 2000, Laboratorio de geotecnia e ingeniería geológica del Departamento de Geodinámica de la Universidad Complutense de Madrid y en el

Centro de Asistencia a la Investigación (CAI) de Técnicas Geológicas de la UCM para los estudios de la microfábrica.

- 4) La modelización numérica se ha realizado mediante el programa de elementos finitos Plaxis (v.8). El gran abanico de los datos necesarios para el empleo de la modelización han sido obtenidos tanto de los resultados de los ensayos del laboratorio como interpretaciones indirectas obtenidas de la bibliografía.

En la figura 4.1 se presenta el esquema metodológico seguido para el desarrollo de la tesis doctoral.

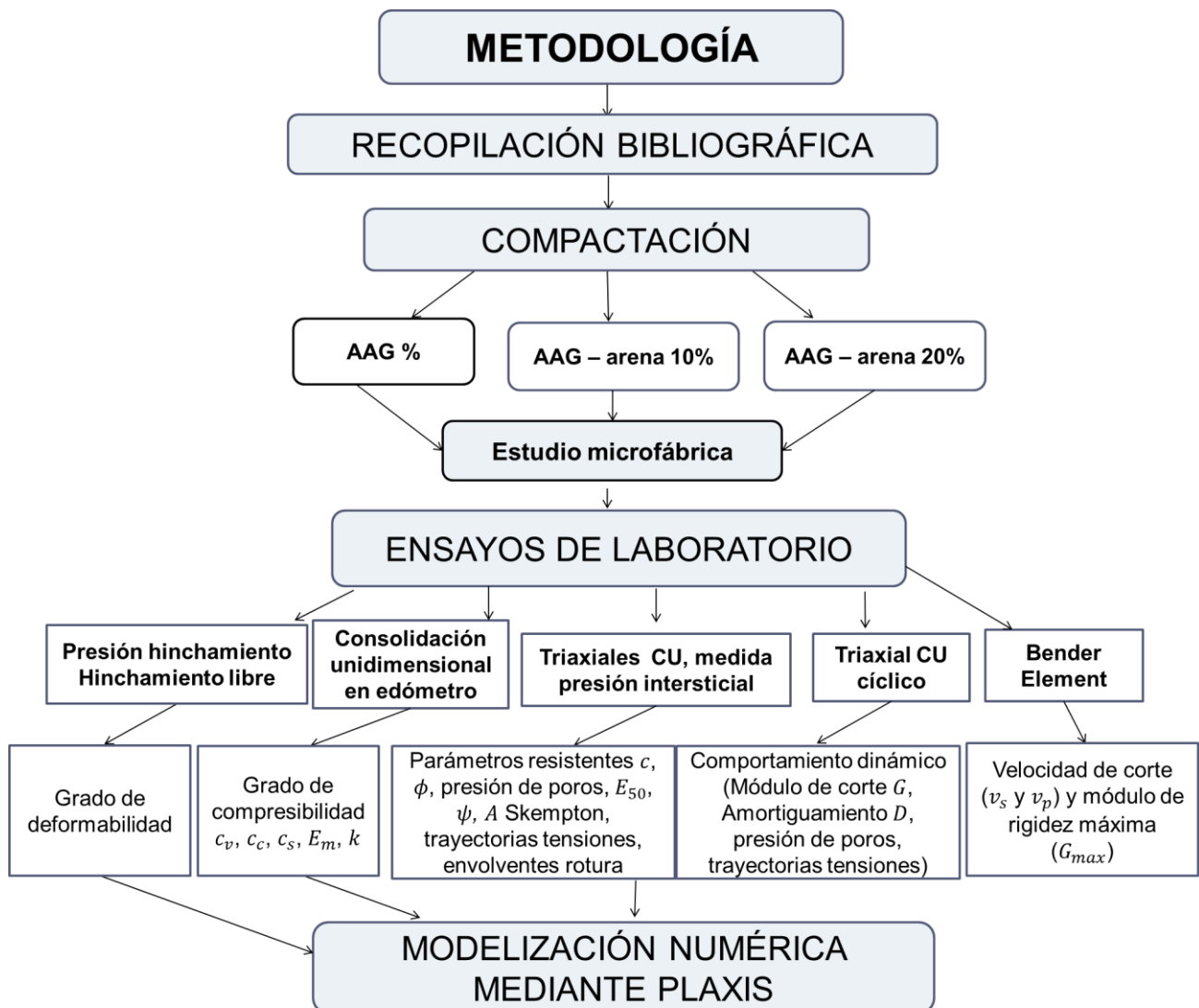


Figura 4.1. Esquema de la metodología empleada para el desarrollo de la tesis doctoral.

En la tabla 4.1 se muestran los ensayos llevados a cabo en la presente investigación.

Tabla 4.1. Lista de los ensayos de laboratorio realizados.

Material	Ensayos	Condiciones del compactación del material	Número de muestras ensayadas
AAG %	Difracción de rayos X	-	1
AAG % AAG-arena 10% AAG-arena 20%	Compactación	Energía de Proctor Normal	23
		Energía de Proctor Modificado	19
AAG % AAG-arena 10% AAG-arena 20%	Microfábrica	Muestra del lado seco de la curva de compactación	6
		Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	8
		Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	8
AAG % AAG-arena 10% AAG-arena 20%	Deformabilidad: Presión de hinchamiento	Muestra del lado seco de la curva de compactación	9
		Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	6
		Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	6
AAG % AAG-arena 10% AAG-arena 20%	Deformabilidad: Hinchamiento libre	Muestra del lado seco de la curva de compactación	3
		Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	3
		Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	3
AAG % AAG-arena 10% AAG-arena 20%	Compresibilidad: consolidación unidimensional en edómetro	Muestra del lado seco de la curva de compactación	9
		Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	6
		Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	12

Material	Ensayos	Condiciones del compactación del material	Número de muestras ensayadas
AAG % AAG-arena 10%	Resistencia a cargas estáticas:	Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	9
AAG-arena 20%	Ensayo triaxial al tipo CU	Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	18
AAG % AAG-arena 10%	Resistencia a cargas dinámicas:	Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	3
AAG-arena 20%	Ensayo triaxial cíclico tipo CU		
AAG % AAG-arena 10%	Resistencia a cargas dinámicas:	Muestra con la densidad seca máxima (ρ_{dmax})	3
AAG-arena 20%	<i>Bender Element</i>		

4.1. Ensayos de Compactación

Las muestras empleadas han sido compactadas mediante la compactación dinámica por impacto siguiendo las normas UNE y ASTM para dos energías diferentes:

- UNE 103500:1994 o ASTM D-698 o AASHTO T-99. Ensayo de compactación. Proctor Normal (PN).
- UNE 103501:1994 o ASTM D-1557 o AASHTO T-180. Ensayo de compactación. Proctor Modificado (PM).

En cada una de ellas se han obtenido las curvas representativas de compactación $\rho_d - w$ para cada una de las muestras estudiadas estableciendo, de esta manera, las condiciones del suelo frente a la humedad.

En el ensayo de Proctor, el suelo es compactado en un molde con un volumen de 944 cm³ con un diámetro de 101,6 mm. En el ensayo de Proctor normal el suelo se mezcla variando la cantidad de agua y posteriormente compactándolo en tres capas iguales cada una con 25 golpes del martillo. El martillo pesa 2,5 kg y una caída de 30,5 mm (figura 4.1.1). En el caso del ensayo de compactación mediante la energía de

Proctor modificado el martillo pesa 4,54 kg con una caída de 457 mm. En este caso se compacta en 5 capas con 25 golpes en cada una.

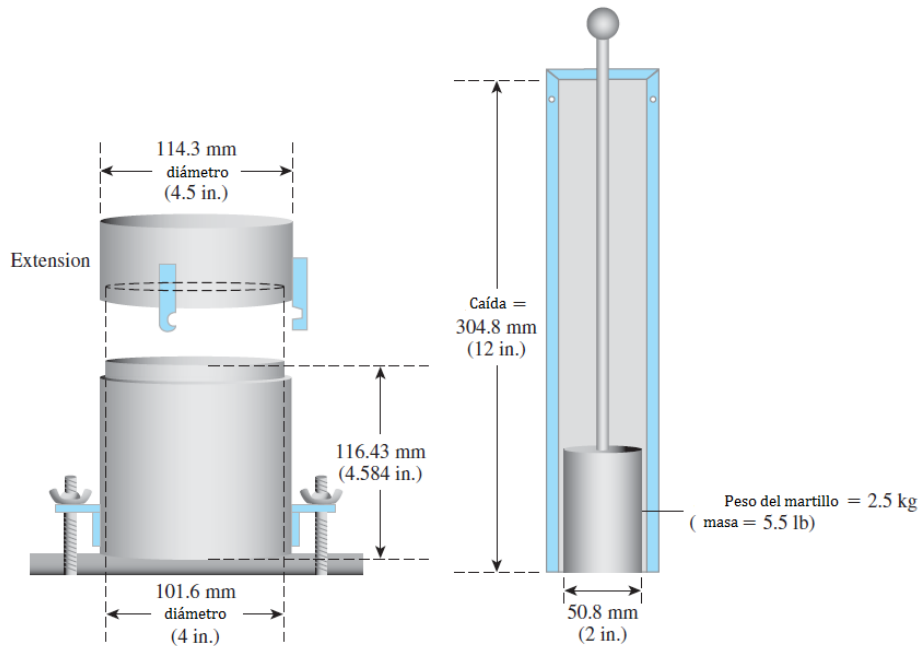


Figura 4.1.1. Esquema del ensayo de compactación de Proctor normal (Das, 2010).

La energía de compactación por unidad de volumen usada en el ensayo con la energía de Proctor normal es calculada a partir de la ecuación [4.1]:

$$E = \frac{\left(\frac{\text{Número de golpes por capa}}{\text{Número de capas}}\right) \times (\text{Peso del martillo}) \times (\text{Altura de caída del martillo})}{\text{Volumen del molde}} \quad [4.1]$$

En las unidades del sistema internacional (SI) la energía de compactación del ensayo de Proctor normal sería igual a 600 kNm/m³ y para el ensayo con la energía de compactación del Proctor modificado sería de 2700 kNm/m³.

De este modo, para un determinado tipo de suelo, si se fija el nivel de energía (PN o PM) se puede obtener la curva de compactación (ρ_d - w).

El objetivo de los ensayos de compactación es:

- Obtención de la densidad seca máxima y la humedad óptima para todas las muestras, tanto de las muestras compactadas como de las muestras mezcladas o estabilizadas. Paralelamente con los resultados obtenidos se quiere estudiar el efecto de la mezcla de los materiales granulares en la densidad máxima y la humedad optima necesaria para alcanzar esta densidad.

- Preparación de probetas con la densidad y humedad deseada con respecto a los valores de las humedades óptimas o densidades máximas.

En esta tesis, el material utilizado para la realización de los ensayos fue extraído de testigos de sondeos (figura 4.1.2). Para la preparación de las muestras, se emplearon muestras secadas al aire libre (con su humedad higroscópica) previo machaqueo (con un mazo de goma) hasta un tamaño que garantice la desaparición de los agregados grandes sin producir rotura de los clastos de mayor tamaño (figura 4.1.3). La masa de suelo necesaria para obtener la densidad seca requerida se mezcla con una cierta cantidad de agua necesaria para alcanzar la humedad (w) requerida en cada momento mezclando con una espátula para lograr la homogeneización. La mezcla se deja sellada con plástico durante, al menos, 24 horas para permitir la distribución uniforme del agua en la muestra.



Figura 4.1.2. Testigos de los sondeos empleados en los ensayos.

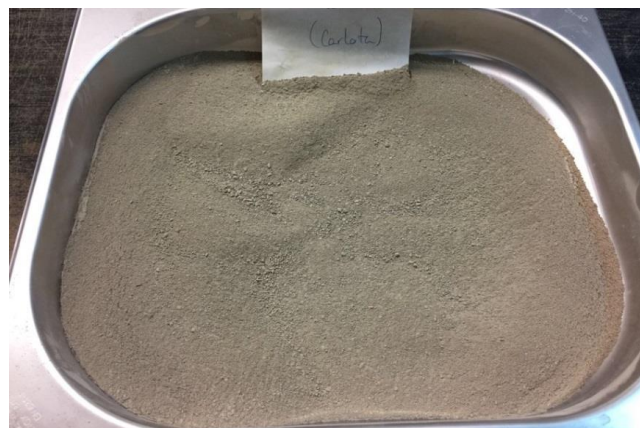


Figura 4.1.3. Aspecto de la muestra empleada en los ensayos.

Con la muestra homogeneizada se procedió a realizar los correspondientes ensayos de compactación, tanto con la energía de Proctor normal (PN) (ejemplo de dos probetas en la figura 4.1.4) como con la energía de Proctor modificado (PM).

En el caso de las muestras con varios porcentajes de materiales granulares, el proceso de preparación se ha llevado a cabo con una mezcla mecánica manual del suelo con el porcentaje de arena establecido para evitar así la rotura de los granos de arena. En las muestras denominadas AAG-arena 10%, durante el proceso de preparación de las mismas, se ha introducido la masa de arcilla 90% y la masa de arena 10% en proporción al peso y se ha procedido a su mezcla con el agua que requiere la misma. Lo mismo ocurre con las muestras AAG-arena 20% que contienen la masa de arcilla en un 80% y la masa de arena en un 20%. Esta arena empleada para el proceso de estabilización es material granular silíceo de tamaño arena que varía entre 1,2 mm – 0,075 mm.



Figura 4.1.4. Aspecto de las probetas de los ensayos de compactación con la energía de PN en las que se pueden observar las tres capas de compactación bien diferenciadas (AAG-arena 20%).

4.2. Microfábrica y composición mineralógica

Con el objetivo de estudiar la microfábrica resultante de las probetas compactadas en las distintas fases de relación humedad-densidad seca, se realizaron estudios de la microfábrica mediante el Microscopio Electrónico de Barrido (MEB). El equipo utilizado fue un MEB marca JEOL modelo JSM-820, operado a 20kv y equipado con análisis EDX de Oxford, perteneciente al Centro de Asistencia a la Investigación (CAI) de Técnicas Geológicas de la Universidad Complutense de Madrid (UCM) (figura 4.2.1).



Figura 4.2.1. Microscopio electrónico de Barrido (MEB), marca JEOL modelo JSM-820 del CAI de la Universidad Complutense de Madrid.

Se han utilizado muestras de 1 cm^3 del centro de la probeta obtenida del proceso de compactación para en primer lugar, su secado, extracción de aire mediante el vacío, y finalmente, metalización con oro de 200 micras (sputtering). Previo a la observación mediante el MEB, las muestras estudiadas fueron tratadas con resina debido a las dificultades para tomar las imágenes con resolución, ya que, al incidir el haz de electrones, la superficie se cargaba y se obtenían imágenes movidas sin detalle (figura 4.2.2).

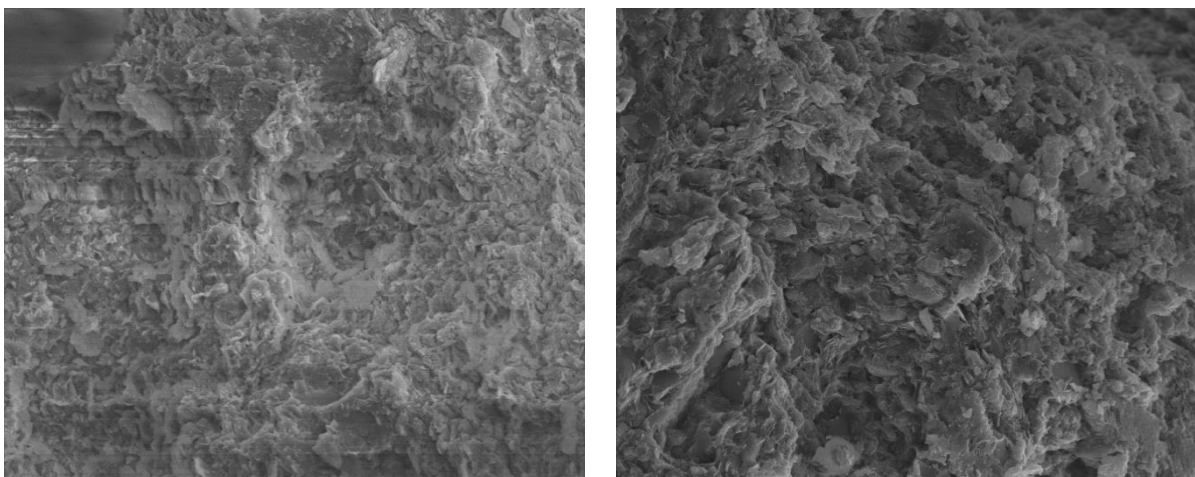


Figura 4.2.2. Microfotografía de MEB de las muestras sin tratamiento y muestra con tratamiento a escala x1000.

Para el análisis mineralógico se ha realizado difracción de rayos-X (DRX) mediante técnicas convencionales, de la muestra total y de la fracción $<2\mu\text{m}$. Sobre los difractogramas obtenidos se ha realizado una identificación de los minerales presentes y una estimación semicuantitativa. Dicha estimación se ha basado en la medida de las áreas de ciertas reflexiones características para cada uno de los minerales presentes, posteriormente corregidas por un factor o poder reflectante según la tabla 4.2.1 (Schultz, 1964).

Tabla 4.2.1. Espaciado (d), posición ($^{\circ}2\theta$) y poder reflectante de la reflexión característica utilizada para la estimación semicuantitativa de los minerales presentes en las muestras analizadas.

Mineral	d (Å)	$^{\circ}2\theta$ (CuK $_{\alpha}$)	Poder reflectante
Dolomita	2,89	30,92	1
Calcita	3,03	29,45	1
Plagioclasa	3,19	27,95	1
Feldespatos potásico	3,24	27,51	1
Cuarzo	3,34	26,67	1,5
Filosilicatos	4,45	9,97	0,1

Para la identificación de los minerales de la arcilla se prepararon tres agregados orientados. A partir de ellos, se obtuvieron los diagramas de DRX correspondientes a los difractogramas sin tratamiento (ST), solvatados con etilenglicol (EG) y calentados a 550°C (TT). Para la estimación semicuantitativa de cada fase arcillosa presente se ha utilizado el método de los poderes reflectantes aplicados sobre las áreas medidas en reflexiones características de cada mineral según la tabla 4.2.2 (García, 1988).

Tabla 4.2.2. Reflexiones y poderes reflectantes utilizados para la identificación de los minerales (García, 1988).

Mineral	Reflexión (Å)	Poder reflectante	Difractograma
Esmeclita	16-17	4	AO+EG
Clorita	7	2	AO+EG
Illita	10	1	AO+EG
Caolinita	7	2	AO+EG

4.3. Ensayo de Compresibilidad y deformabilidad

Para estimar la deformabilidad y compresibilidad se han realizado varios ensayos mediante el edómetro siguiendo las recomendaciones de las normas UNE 103-405-1994 / ASTM D2435-04 preparando las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% con las condiciones de humedad y densidad establecidas. También se ha medido la expansividad de los materiales mediante la realización de ensayos de presión de hinchamiento e hinchamiento libre en el edómetro siguiendo las normativas UNE 103 602-1996 y UNE 103-601-1996 respectivamente.

En la figura 4.3.1 se puede observar el equipo del ensayo edométrico del laboratorio de geotecnia de la Universidad Complutense de Madrid donde se han realizado estos ensayos. Además, en la figura 4.3.2 se muestra la célula edométrica y tres muestras ensayadas, AAG % (E1), AAG-arena 10% (E2) y AAG-arena 20% (E3).

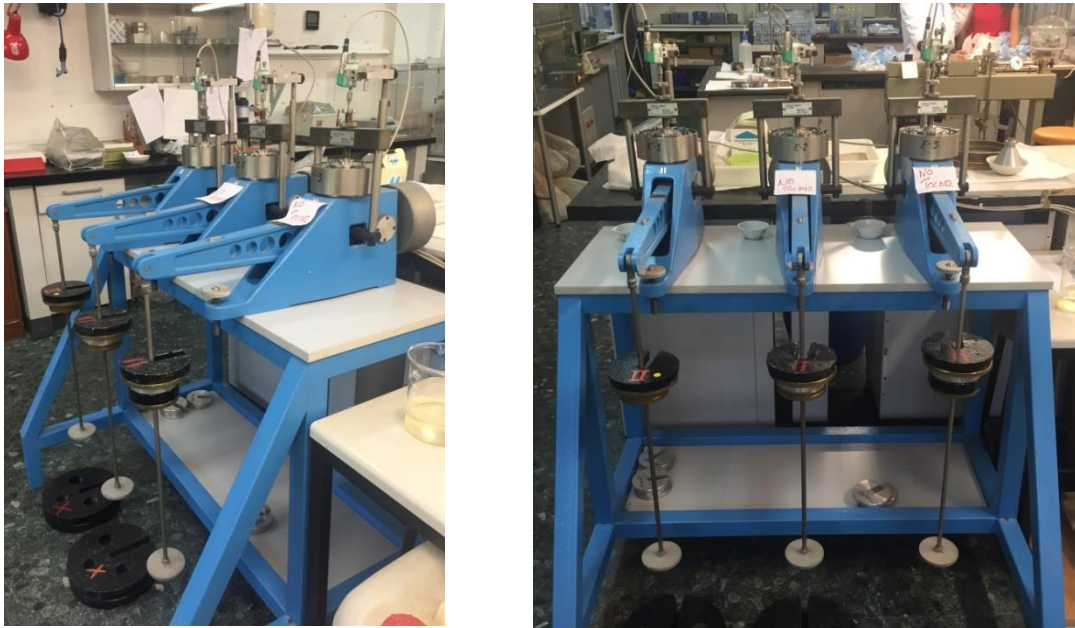


Figura 4.3.1. Bancadas del edómetro empleadas en esta tesis (Laboratorio de Ingeniería Geológica del Departamento Geodinámica, Facultad de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid).

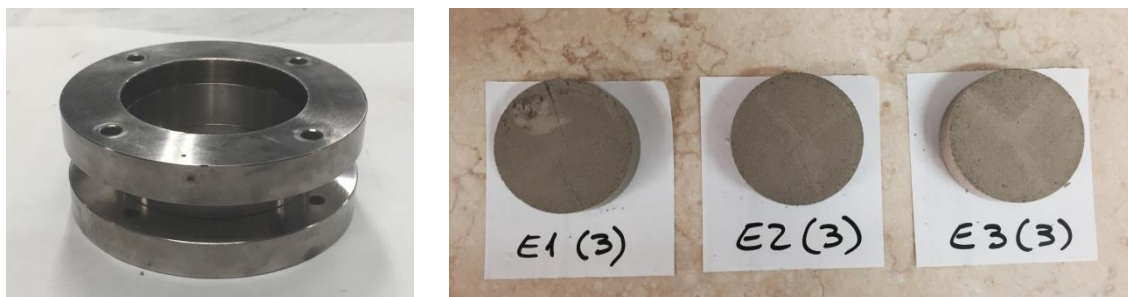


Figura 4.3.2. Célula edométrica y ejemplo de muestras ensayadas.

El proceso de compresibilidad se determina en una muestra saturada que es sometida a unos incrementos de esfuerzos totales que se aplican entre 6 y 8 escalones de carga que son precedidos con un proceso de descarga de entre 3 - 4 escalones. Cada escalón de carga ha tenido una duración de un mínimo de 24 horas garantizado, de esta manera, la máxima disipación del exceso de presión de poros para cada carga aplicada. Todas las probetas se han ensayado siguiendo las recomendaciones de la Norma UNE 103-405-1994 / ASTM D2435-04 con escalones de carga cada vez mayores como se aprecia en la tabla 4.3.1, alcanzado valores máximo de carga de 1000 kPa (en algunas muestras, lado seco y lado húmedo, se han alcanzado hasta 2000 kPa) y otra fase de descarga.

Tabla 4.3.1. Escalones de carga y descarga empleada en el ensayo edométrico.

Ensayo edométrico	
Escalones de carga (kPa)	Escalones de descarga (kPa)
20	
40	
80	300
150	40
300	10
600	
1000	

A partir de los ensayos de consolidación unidimensional se han obtenido las curvas de consolidación y de compresibilidad edométrica. De estas curvas se han estimado los siguientes parámetros:

- Curvas de consolidación: coeficiente de consolidación primaria vertical (C_v) que permite estimar la velocidad de disipación de las presiones intersticiales o la velocidad de asentamiento obtenido mediante el método de Casagrande (1936).
- Curvas de compresibilidad edométrica: índice de poros inicial (e_0) cálculo del índice de compresión (C_c), índice de hinchamiento (C_s), el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k).

El método de Casagrande (1936) es un método gráfico que consiste, básicamente, en determinar sobre la curva de consolidación el tiempo en el cual se desarrolla el 50% de la consolidación primaria. Primero se determina la deformación teórica correspondiente al 0% de la consolidación, al inicio del ensayo, y la

deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria. Ésta se traza extendiendo la recta tangente a la parábola en el punto de inflexión y la recta tangente a los últimos puntos de la curva de consolidación. Ambas rectas se intersectan en un punto A cuya ordenada representa la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria. Una vez determinado el 0% y el 100% de la consolidación se calcula la mitad de dicha distancia, que es la deformación correspondiente al 50% de la consolidación. Teniendo este valor como ordenada se obtiene el punto B perteneciente a la curva, cuya abscisa representa el tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria (t_{50}). Con t_{50} y T_{50} (este último obtenido de la curva teórica correspondiente a las condiciones de drenado utilizadas durante el ensayo) se puede determinar el coeficiente de consolidación (C_v) (figura 4.3.3) a partir de la ecuación [4.2]:

$$C_v = \frac{T_{50} H_{lab}^2}{t_{50}} \quad [4.2]$$

donde:

H_{lab} = mitad de la altura de la probeta del ensayo.

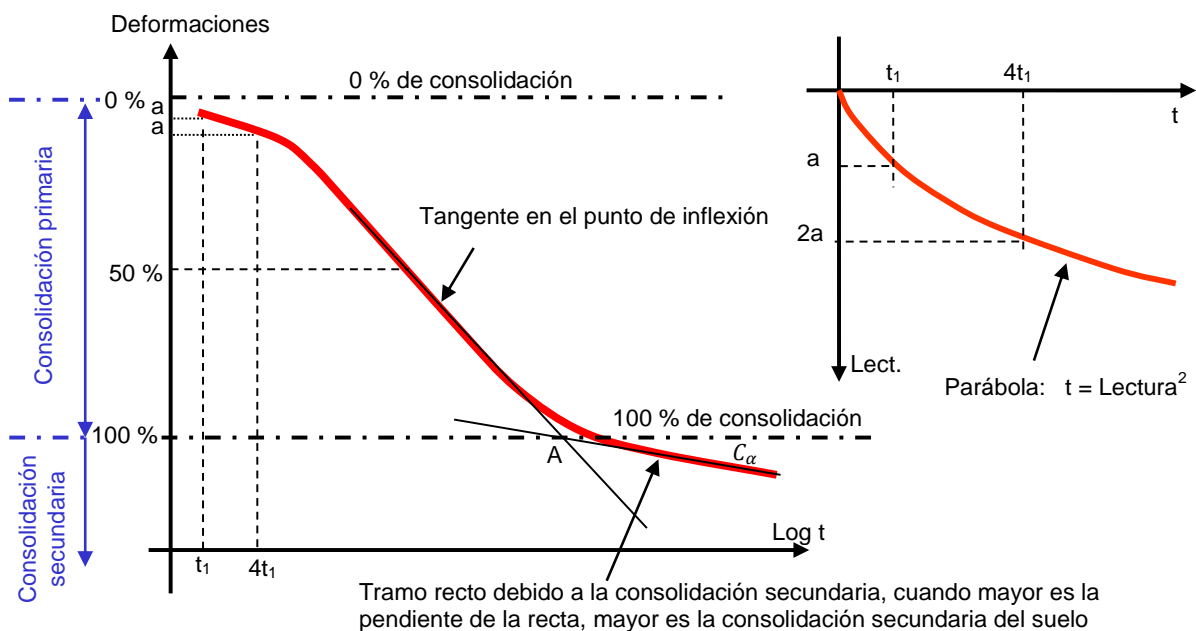


Figura 4.3.3. Esquema de curva de consolidación procedente de un ensayo de consolidación unidimensional.

Durante el ensayo, la disipación de las presiones intersticiales con cada carga lleva asociada una deformación de la probeta que se refleja en una reducción del

volumen, es decir, en una disminución del índice de poros. Si determinamos el índice de poros final para cada escalón de carga aplicada, se podría obtener el comportamiento esfuerzo-deformación en compresión confinada para cada probeta. La determinación del índice de poros en cada escalón de carga se ha obtenido empleando las relaciones [4.3 y 4.4]:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{(e_0 - e)}{(1 + e_0)} \quad [4.3]$$

$$e = e_0 - \left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)(1 + e_0) \quad [4.4]$$

donde:

H_0 = espesor inicial de la muestra de suelo.

e_0 = índice de poros inicial de la muestra.

ΔH = variación del espesor de la muestra de suelo.

Por lo tanto, al final de cada escalón de carga se conocen:

1. El estado de deformación del suelo, que se puede describir con dos parámetros:
 - Deformación relativa vertical (ε_v).
 - Índice de poros (e).
2. El estado de tensiones efectivas del suelo, ya que la σ'_v es igual a la carga aplicada (σ_v).

Con estos datos, se obtiene una gráfica en la cual en las abscisas se colocan los valores de tensiones correspondientes a cada escalón de carga en escala logarítmica, y en las ordenadas las relaciones de vacío correspondientes (figura 4.3.4).

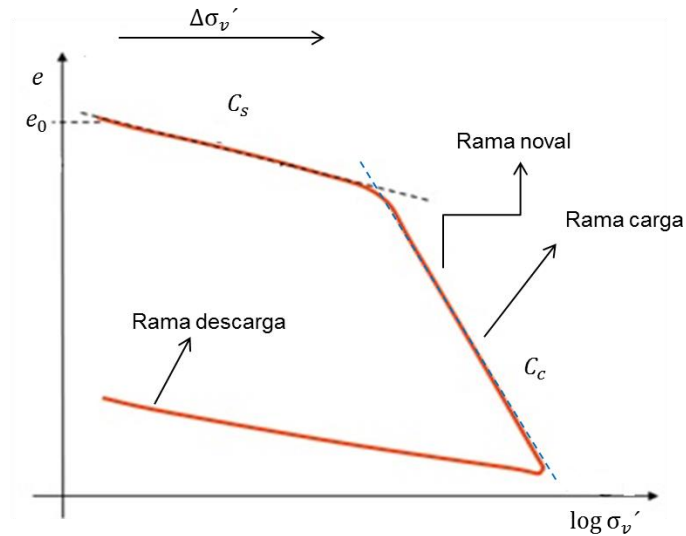


Figura 4.3.4. Curva de compresibilidad edométrica.

A partir de la curva de compresibilidad se han obtenido el índice de compresión (C_c) y el índice de hinchamiento (C_s).

Por otra parte, la relación entre el incremento de carga vertical efectiva y la deformación alcanzada en cada escalón de carga de la rama noval, permite conocer la compresibilidad del suelo expresada a través del parámetro del módulo edométrico (E_m) definido por la siguiente expresión [4.5]:

$$E_m = \frac{\Delta \sigma}{\Delta e} (1 + e_0) \quad [4.5]$$

Por último, también se han calculado las variaciones de la permeabilidad (k) en cada escalón de carga de la rama noval del material mediante la expresión [4.6]:

$$k = \frac{\gamma_w C_v}{E_m} \quad [4.6]$$

donde:

k = permeabilidad.

γ_w = peso específico del agua.

C_v = coeficiente de consolidación.

E_m = módulo edométrico.

Como se ha expresado al inicio de este apartado, se ha estudiado la expansividad del material llevando a cabo ensayos de presión de hinchamiento e hinchamiento libre en el edómetro.

En la tabla 4.3.2 se resumen los edómetros llevados a cabo en el presente estudio.

Tabla 4.3.2. Resumen de las muestras estudiadas.

Condiciones de compactación material	Material
Muestra del lado seco de la curva de compactación	AAG %
	AAG-arena 10%
	AAG-arena 20%
Muestra con la densidad máxima (ρ_{dmax})	AAG %
	AAG-arena 10%
	AAG-arena 20%
Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	AAG %
	AAG-arena 10%
	AAG-arena 20%

4.4. Determinación de la resistencia al corte

Para la determinación de los parámetros resistentes y relación de esfuerzos, se han realizado una serie de ensayos triaxiales de tipo consolidado, sin drenaje y con medida de presiones intersticiales (CU) mediante el equipo triaxial en los tres tipos de probetas (AAG %, AAG-arena 10%, AAG-arena 20%) según la normativa UNE 103402. Las muestras para el ensayo triaxial fueron preparadas de acuerdo con la normativa UNE 103-100-95. Se han llevado a cabo en las muestras del estudio tanto del lado húmedo como con la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) de la curva de compactación representativa.

En el ensayo triaxial CU, la probeta se satura y se consolida en condiciones isotrópicas, permitiendo el drenaje. La tensión desviadora se aplica, por el contrario, sin permitir el drenaje pero a la velocidad adecuada tal que se uniformice la presión intersticial en toda la probeta, midiéndose su evolución durante todo el proceso.

El proceso del ensayo triaxial tipo CU se divide en:

- **Proceso de saturación:** El objetivo de este proceso es asegurar que todos los poros existentes en la muestra queden ocupados por el agua, permitiendo la correcta medición de las presiones intersticiales. La contrapresión es la presión que necesitamos aplicar en el interior de la muestra de suelo parcialmente saturada para ayudar a alcanzar el 100% de saturación. En este

proceso, el valor de referencia es el coeficiente de Skempton (B) dado por la expresión [4.7]:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad [4.7]$$

Si $B=1$ todo el incremento de presión isotrópica ha sido absorbido por el agua intersticial, lo que únicamente puede tener lugar cuando la muestra está saturada. Cuando $B<1$ el incremento de presión de confinamiento es tomado en parte por el agua y otra parte como presión efectiva en el suelo a costa de la compresión del aire ocluido, por lo que la muestra sigue sin estar completamente saturada. En algunas arcillas fisuradas muy duras y en materiales con estructura muy rígida es casi imposible alcanzar esta situación. En tal caso, se considera aceptable que la probeta está saturada cuando se alcanza un valor de coeficiente $B=0,90$ y este se mantiene constante durante tres incrementos sucesivos de ambas presiones.

- Inmediatamente después de que la muestra esté saturada, debe comenzarse el **proceso de consolidación**: Consiste en aplicar una presión isotrópica hasta la consolidación completa de la muestra de suelo. El objetivo es llevar la probeta al estado de tensiones efectivas deseado antes de comenzar el proceso de rotura.
- **Proceso de rotura**: Durante la fase de rotura a compresión de la probeta, se mantiene constante la presión externa en la célula (σ_3) y no se permite el drenaje, con lo cual, el contenido de humedad de la muestra permanece constante. El método más empleado para la ejecución de este ensayo es el de deformación controlada. La velocidad de deformación aplicada está condicionada por la medición de las presiones intersticiales en la muestra, ésta debe ser lo suficientemente lenta como para asegurar que el valor de u medido en la base de la probeta es prácticamente constante en toda la muestra. Una vez alcanzada la rotura, el ensayo debe continuar de forma que se asegure que ésta se ha producido realmente. Si el proceso es de deformación plástica, se detiene el ensayo al alcanzar el 20% de deformación (UNE 103402, 1998).

Finalmente se evaluó el comportamiento tensión desviadora – deformación axial ($\sigma_d - \varepsilon_d$) y las tendencias de variación de la presión intersticial respecto a la deformación axial ($u - \varepsilon_d$).

En la tabla 4.4.1 se incluyen las condiciones generales de las pruebas triaxiales CU llevadas a cabo para las distintas muestras estudiadas en esta tesis.

Tabla 4.4.1. Resumen de las muestras estudiadas en el ensayo triaxial.

Condiciones de compactación material	Material	Presión de confinamiento (σ_3)(kPa)
Muestra con la densidad máxima (ρ_{dmax})	AAG %	50, 150 y 300
	AAG-arena 10%	50, 100 y 300
	AAG-arena 20%	50, 150 y 300
Muestra del lado húmedo de la curva de compactación	AAG %	50, 150 y 300
	AAG-arena 10%	50, 150 y 300
	AAG-arena 20%	50, 150 y 300

4.5. Ensayos dinámicos

Para obtener algunos de los parámetros de comportamiento cíclico (respuesta del terreno a cargas dinámicas) se han realizado ensayos en los tres tipos de muestras anteriormente mencionadas (AAG %, AAG-arena 10%, AAG-arena 20%). El objetivo de cualquier ensayo dinámico, bien mediante una serie de técnicas de laboratorio como ensayos de campo, es determinar las propiedades dinámicas del terreno considerado que se ajustan a rangos de deformaciones específicas, frecuencias de operación y velocidades de deformación angular (tabla 4.5.1). Las características más importantes de los suelos cargados cíclicamente son: módulo dinámico de rigidez transversal (G) y el coeficiente de amortiguamiento (D).

Tabla 4.5.1. Rangos de operación de los diferentes ensayos de laboratorio para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.

Ensayos de laboratorio	Rango de frecuencia en Hercios	Rango de deformación angular (γ) en %	Rango de velocidad de deformación angular en γ/s
Triaxial cíclico	0,2 - 5	$10^{-2} - 5$	$0,8 \times 10^{-4} - 1$
Corte simple cíclico	0,2 - 5	$10^{-2} - 5$	$0,8 \times 10^{-4} - 1$
Torsión cíclica	0,2 - 5	$10^{-2} - 5$	$0,8 \times 10^{-4} - 1$
Columna resonante	50 - 200	$10^{-4} - 10^{-2}$	$2 \times 10^{-4} - 8 \times 10^{-2}$

En este apartado se explica el ensayo triaxial cíclico y el ensayo de *Bender Element* llevados a cabo sobre las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena

20% con la densidad máxima en la presente tesis doctoral. Se escogieron estos ensayos debido al rango de deformaciones en los cuales trabajan para poder así conocer la respuesta del terreno antes las cargas dinámicas para su posterior aplicación en obra civil.

4.5.1. Ensayo triaxial cíclico

El ensayo triaxial cíclico es uno de los ensayos del laboratorio más empleados en determinación de las características dinámicas de los suelos a altos niveles de deformación. Este ensayo se ha llevado a cabo en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Ministerio de Fomento en Madrid, empleando una célula de triaxial controlada mediante un ordenador.

Se han realizado tres ensayos triaxiales cíclicos sobre probetas cilíndricas de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura fabricadas para los tres tipos de muestras; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% con la densidad máxima y humedad óptima (ρ_{dmax}).

En este caso se ha realizado el ensayo de carga controlada. Se ha fijado la historia tensional a aplicar en base a ciclos regulares de carga. Esta clase de ensayos suelen emplearse preferentemente para el estudio del comportamiento del suelo en grandes deformaciones (fatiga de suelos cohesivos, licuefacción de suelos granulares saturados, etc.). Con los resultados se han determinado el módulo de elasticidad dinámico (E_d) y su coeficiente de amortiguamiento (D), que lleva consigo el posterior cálculo del módulo de rigidez (G) y mide un rango de deformación cíclica (γ) entre 10⁻²% – 5% (Ishihara, 1996).

Los componentes básicos que se utilizaron en el equipo triaxial se observan en la figura 4.5.1 consisten en:

- Una célula triaxial que permite saturar y consolidar probetas de suelo, provista de pistón, célula de carga, transductor de desplazamiento y transductor de presiones intersticiales. La probeta va recubierta por una membrana de goma con grasa de vacío y se utiliza etilenglicol como líquido de confinamiento, dado el bajo índice de solubilidad del aire en él. La célula se cierra mediante una camisa de acero apropiada para las presiones requeridas (hasta 1 MPa) que incluye un sistema óptico de nivel de líquido.

- El sistema que suministra las presiones necesarias de confinamiento y saturación en cola es de tipo neumático, de presión regulada con intercambiadores entre las fases aire-agua.
- Las cargas axiales se aplican mediante el actuador de una prensa dinámica servo controlada de 16 kN de capacidad.

En todos los ensayos se han tomado medidas de la tensión vertical, mediante una célula de carga, y de la deformación axial, mediante un transformador de diferencial lineal variable (LVDT). Estos sensores se encuentran situados en el interior de la célula, con lo que se obtiene mayor precisión en la medida. El control del actuador y el registro de los datos obtenidos es digital y se realiza desde ordenador.

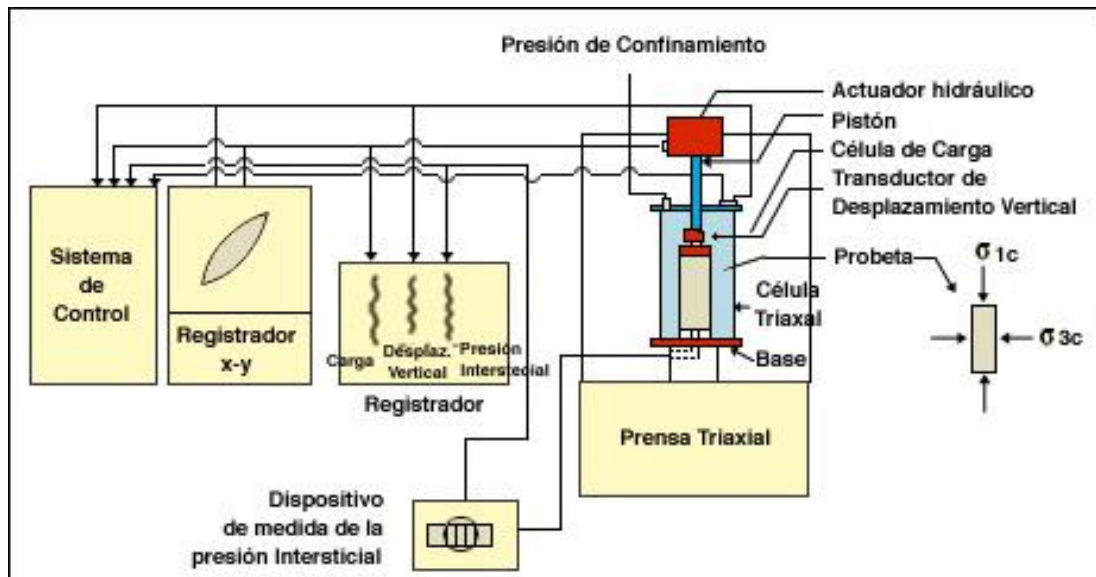


Figura 4.5.1. Equipo triaxial cíclico empleado para la determinación de los parámetros dinámicos de las muestras (esquema llevado a cabo por el CEDEX).

En la figura 4.5.2 puede verse una de las probetas en el ensayo triaxial cíclico, antes y después del ensayo.

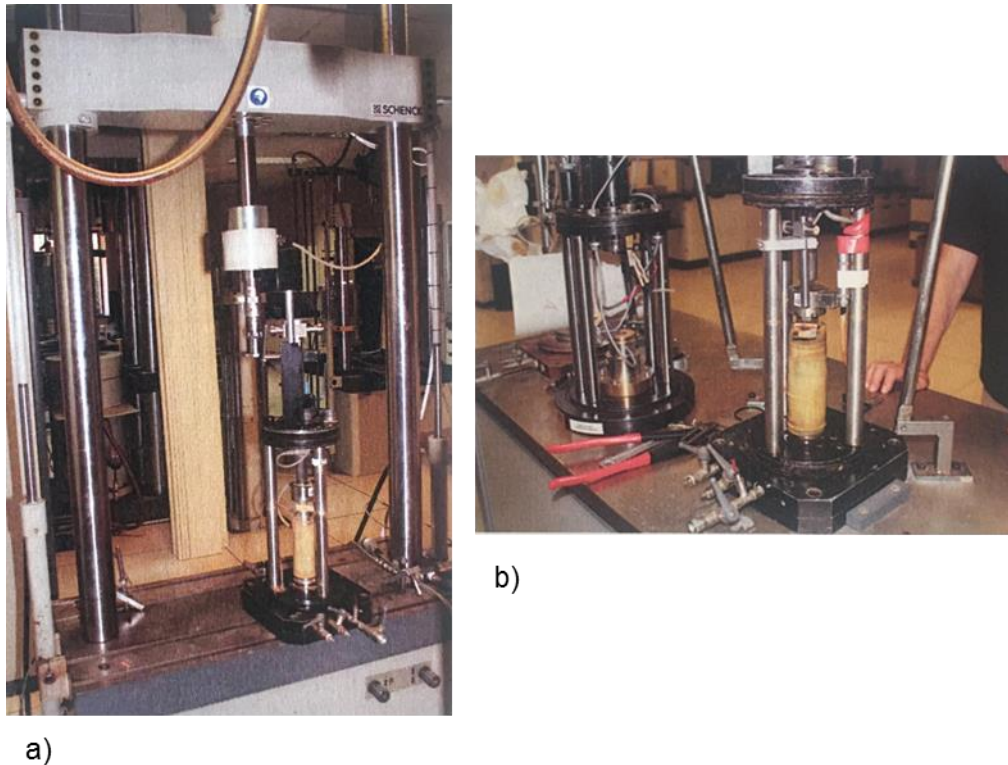


Figura 4.5.2. Prensa dinámica y célula triaxial abierta; a) probeta montada antes del ensayo y b) probeta después del ensayo.

El ensayo se ha desarrollado en tres fases:

1. La primera fase consistió en la saturación y consolidación isotrópica de las probetas durante, al menos, 24 horas, a una presión efectiva de 50 kPa.
2. La segunda fase (fase cíclica) constó de sucesivas series de 100 ciclos de frecuencia de 1 Hz y con una amplitud creciente del desviador.
3. La tercera fase (fase monotónica) consistió en la aplicación de un desviador monotónico a velocidad constante de deformación hasta llegar a rotura.

En el ensayo se proyectó la aplicación de la carga en porcentajes crecientes del desviador de rotura al 20, 40, 60 y 80% hasta alcanzar la rotura a una frecuencia constante de $f = 1\text{Hz}$. Por otra parte, como primera aproximación del estudio, se ha optado por fijar la presión de confinamiento en 50 kPa, como presión máxima representativa para obras de tierra tipo presas, terraplenes, etc.

De cada ensayo se obtuvieron los siguientes datos:

- Curvas de histéresis para 100 ciclos y para cada serie de la tensión desviadora.
- Variación de la presión intersticial (Δu).
- Evolución del módulo de rigidez secante (G_{sec}).
- Evolución del coeficiente amortiguamiento (D).
- Tensión desviadora - deformación axial.

Adicionalmente, este ensayo permite obtener la resistencia monotónica del suelo tras la aplicación de las cargas cíclicas, lo que resulta de particular importancia para evaluar la resistencia remanente del terreno.

4.5.2. Ensayo de *Bender Element*

Para estimar el módulo de corte máximo (G_{max}) del suelo se realizaron ensayos de elementos piezoeléctricos, *Bender Element* (figura 4.5.3), en las distintas muestras de las AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%, debido a que las deformaciones asociadas a la prueba son del orden de 0,001%. En general, este ensayo proporciona el resultado muy útil para realizar un análisis dinámico de pequeñas deformaciones, tales como la interacción suelo-estructura durante pequeños sismos, explosiones, cimentación mediante maquinaria y vibraciones por tráfico.

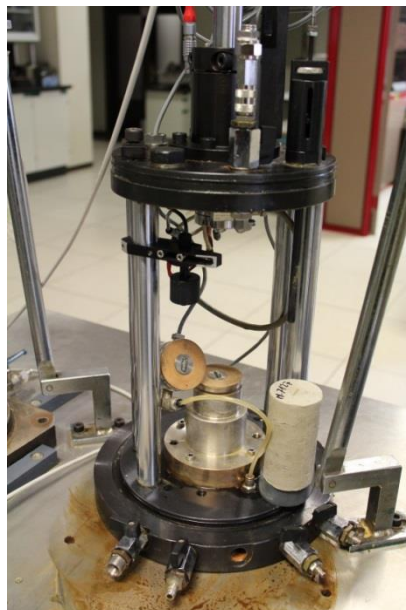


Tabla 4.5.3. Ensayo de *Bender Element* en el ensayo triaxial dinámico.

A cada una de las probetas se les aplicaron las tensiones de confinamiento variables de 20, 50, 75 y 100 kPa. Las probetas se saturaron y consolidaron a dichas presiones (tabla 4.5.2). Se ha estimado la velocidad de ondas S y P para cada una de las tensiones de confinamiento aplicadas.

Tabla 4.5.2. Resumen de las muestras estudiadas y condiciones generales del ensayo de *Bender Element* en el ensayo triaxial dinámico.

Condiciones de compactación material	Material	Presión de confinamiento (σ_3)(kPa)
Muestra con la densidad máxima (ρ_{dmax})	AAG %	20, 50, 75 y 100
	AAG - arena 10%	
	AAG - arena 20%	

Los elementos *Bender* son transductores electro-mecánicos que convierten energía mecánica (movimiento) en energía eléctrica. Se construyen uniendo dos materiales piezoeléctricos, de forma que al aplicar un voltaje, una de las láminas se expande y otra lámina se contrae, originando así que todo el elemento se flexione (figura 4.5.4). Un voltaje positivo dobla el elemento hacia un lado mientras que un voltaje negativo lo dobla hacia el otro (Kramer, 1996).

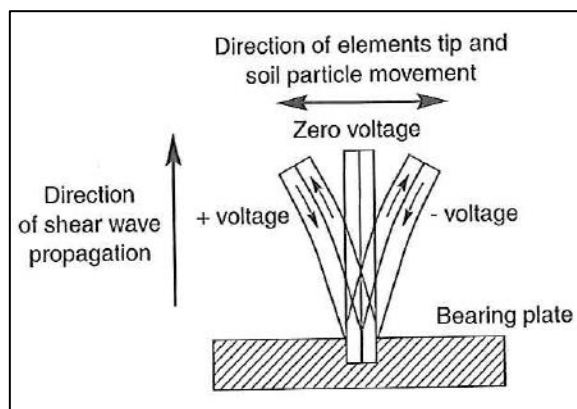


Figura 4.5.4. Elemento piezoeléctrico *Bender* (Kramer, 1996).

Este movimiento origina una onda sísmica de corte que alcanza el receptor midiéndose el tiempo de recorrido y por tanto su velocidad. Al aplicar un pulso de voltaje al elemento transmisor se produce una onda S que viaja a través de la muestra hasta alcanzar otro extremo. A continuación, se produce un nuevo pulso de voltaje debido a la distorsión del elemento receptor. El tiempo transcurrido entre los dos

voltajes, dividido por la distancia entre las puntas del elemento piezoeléctrico, da como resultado la velocidad de propagación de las ondas S (v_s).

Por lo tanto, se llevaron a cabo ensayos cíclicos con empleo de *Bender Elements* para poder estudiar la variación de los módulos. En esta investigación específicamente, se estudió la variación del módulo de corte G_{max} con la tensión de confinamiento en cada una de las distintas muestras, además, este ensayo permite estimar la velocidad de onda de corte para obtener el módulo de rigidez máximo. Se estudia en detalle el tiempo de llegada de una onda de corte, a partir del cual, se determina la velocidad de propagación de la misma en el medio. G_{max} se determina utilizando la fórmula de Stokoe, 1980:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad [4.8]$$

donde:

v_s = velocidad de una onda de corte en el elemento de suelo.

ρ = densidad del medio (Dobry & Vucetic, 1991).

4.6. Modelización numérica mediante elementos finitos

Por último, y como una primera fase de validación de los parámetros geotécnicos de los distintos ensayos de laboratorio se ha realizado una modelización numérica parametral mediante el programa informático de elementos finitos Plaxis para un mejor ajuste de las propiedades tenso deformacionales y presiones de poros de los tres tipos de suelos del estudio; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Para la modelización se han aplicado dos modelos constitutivos diferentes, uno básico y otro más avanzado: el modelo de Mohr-Coulomb y el modelo de Hardening Soil, respectivamente.

4.6.1. Modelo Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb (MC) es la aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo para estimar las deformaciones producidas bajo las cargas aplicadas en una primera aproximación. Es un modelo elástico, lineal y de plasticidad perfecta no asociada. No permite la introducción del aumento de rigidez con la profundidad, tampoco define el módulo que depende de la tensión ni de la deformación. Se trata de un modelo elasto-plástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de rotura

tipo Mohr-Coulomb. En la figura 4.6.1 se describe esquemáticamente su comportamiento. El primer tramo es de comportamiento elástico, con las deformaciones reversibles (elásticas) (ε^e), caracterizado por el módulo de Young. Al llegar a un determinado nivel de tensión, el material comienza a experimentar un comportamiento plástico (ε^p) caracterizado por las deformaciones irreversibles (plásticas). Las deformaciones en este último tramo no se llegan a recuperar, por lo que los ciclos de descarga presentarían un módulo de Young igual que el del tramo elástico (Brinkgreve *et al.*, 2015).

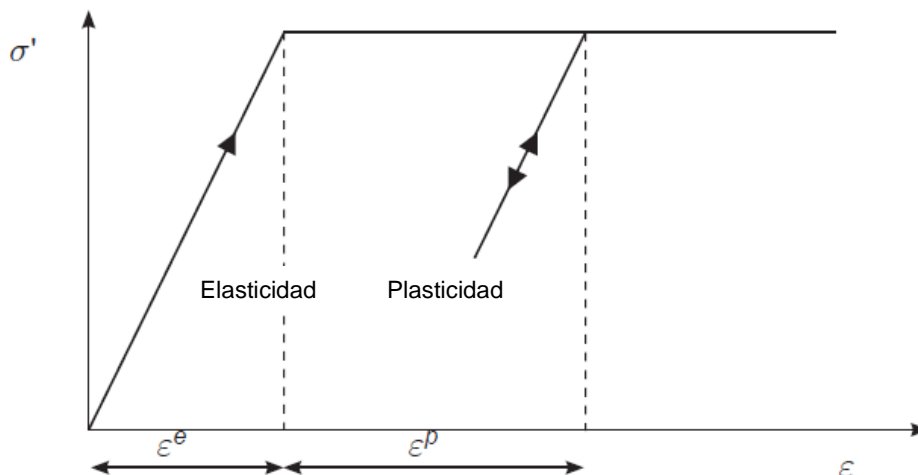


Figura 4.6.1. Ley de comportamiento elasto-plástica perfecta del modelo de Mohr-Coulomb (Brinkgreve *et al.*, 2015).

El modelo de MC involucra un conjunto de funciones de fluencia (F) que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material, dependiente de los esfuerzos y las deformaciones. La representación gráfica de estas funciones en el espacio (cono hexagonal) de los esfuerzos principales constituye un contorno o superficie de fluencia fija, como se muestra en la figura 4.6.2 para un suelo sin cohesión ($c = 0$).

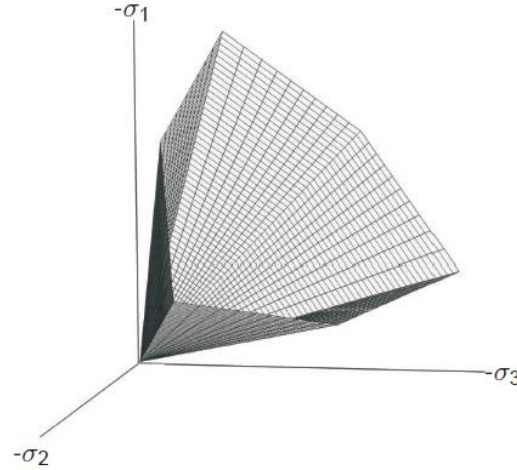


Figura 4.6.2. Superficie de fluencia de MC en el espacio de tensiones principales para un suelo sin cohesión (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Por ello, para diversos estados de esfuerzos representados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico, y todas las deformaciones son reversibles, mientras que en la zona plástica las deformaciones son irreversibles. Cuando los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas. El principio básico de la elastoplasticidad se basa en que tensiones y deformación se descomponen en una parte elástica, reversible, y otra parte plástica, irreversible.

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p \quad [4.9]$$

La ley de Hooke es usada para relacionar los estados de tensión con las deformaciones elásticas. La substitución de la ecuación [4.8] en la ley de Hooke:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} - \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p) \quad [4.10]$$

donde $\underline{\underline{D}}^e$ es la matriz de rigidez elástica del material.

De acuerdo con la teoría clásica de plasticidad (Hill, 1950), los incrementos de deformaciones plásticas son proporcionales a la derivada de la función de fluencia con respecto a las tensiones. Esto significa que los incrementos de deformaciones plásticas pueden ser representados como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta forma clásica de la teoría se refiere con el nombre de plasticidad asociada. Sin embargo, para las funciones de fluencia en el modelo de MC, las superficies de fluencia tienden a una sobrestimación del fenómeno de la dilatancia. Por lo tanto, es necesario introducir una función potencial plástica (g) a las funciones de

fluencia. El caso en el que $g \neq F$ se denomina como plasticidad no asociada. En general, las deformaciones plásticas se expresan:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad [4.11]$$

donde:

λ = multiplicador plástico.

g = función potencial plástica.

ε^p = deformaciones plásticas del material.

Para un comportamiento puramente elástico el valor de λ es cero (zona elástica con $F < 0$), mientras que si $\lambda > 0$ se refiere a la zona plástica con $F = 0$.

Estas ecuaciones pueden ser usadas para obtener la siguiente relación entre las tensiones efectivas y las deformaciones para un comportamiento elasto-plástico perfecto (Smith y Griffiths, 1982; Vermeer y De Borst, 1984):

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \left(\underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \right) \underline{\dot{\varepsilon}} \quad [4.12]$$

donde:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad [4.13]$$

α = parámetro de enlace ($\alpha=0$ para el comportamiento del material es elástico, mientras $\alpha=1$ para el comportamiento plástico).

D^e = matriz de rigidez elástica del material.

La condición de fluencia de MC es una extensión del criterio de rotura de Coulomb para un estado general de tensiones. Esta condición asegura que se cumpla el criterio de Coulomb para cualquier plano dentro del material. La condición de fluencia completa del modelo MC para materiales cohesivos consiste en seis funciones de fluencia en el espacio de tensiones principales (Smith and Griffiths, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad [4.14a]$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad [4.14b]$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad [4.14c]$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad [4.14d]$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad [4.14e]$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad [4.14f]$$

Además de las funciones de fluencia, es necesario formular seis funciones de potencial plástico para el modelo MC. Estas expresiones introducen el ángulo de dilatación (ψ), necesario para modelar los incrementos de deformación volumétrica plástica observados experimentalmente en suelos densos debido a las tensiones de corte.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \quad [4.15a]$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \quad [4.15b]$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \quad [4.15c]$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad [4.15d]$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \quad [4.15e]$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \quad [4.15f]$$

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb permite que se produzcan tracciones en el suelo pudiendo ser mayores cuanto mayor sea la cohesión del material estudiado. En la realidad, el suelo no es capaz de soportar tracciones o puede soportar muy poca tracción. Este hecho puede ser reflejado en Plaxis indicando la tensión máxima a tracción (tensión cut-off), en este caso, los círculos de Mohr con tensiones superiores a la especificada no serán permitidos. Modelizar el material mediante la tensión máxima a tracción implica tres nuevas funciones de fluencia de plasticidad asociada:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \quad [4.16]$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \quad [4.17]$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \quad [4.18]$$

Investigadores han indicado mediante ensayos triaxiales reales que, mediante combinaciones de tensiones causando rotura en muestras de suelo reales,

concuerdan bien con la forma hexagonal del contorno de rotura (Goldscheider, 1984). Este modelo es aplicable para analizar estabilidad de presas, taludes, terraplenes y cimentaciones superficiales (Ks Ti *et al.*, 2009).

De esta forma, la formulación del modelo elastoplástico perfecto de Mohr-Coulomb exige cinco parámetros básicos de entrada: el módulo de Young (E), la relación de Poisson (ν), la cohesión del suelo (c), el ángulo de rozamiento interno (ϕ), y el ángulo de dilatancia (ψ). Estos parámetros han sido obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados en la presente tesis doctoral con los materiales AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% para el lado húmedo de la curva de compactación, como se exponen en los Capítulos 5 y 6.

4.6.2. Modelo Hardening Soil

El modelo Hardening Soil (HS) es un modelo avanzado capaz de simular el comportamiento de suelos tanto cohesivos como granulares, definido como modelo elastoplástico, rigidizable y de plasticidad asociada. Considerado como una aproximación de segundo orden, constituye una variante elastoplástica del modelo hiperbólico (Schanz *et al.*, 1999; Brinkgreve y Vermeer, 1992). A diferencia del modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia en un modelo rigidizable no es fija en el espacio de los esfuerzos principales, sino que puede expandirse debido a deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de pre-consolidación (figura 4.6.3). Este modelo es adecuado para modelizar los procesos de carga, descarga y recarga, considerando que la rigidez del suelo es la función de las tensiones en el suelo y está descrita con mayor precisión a través de tres diferentes valores de rigideces: E_{50} (rigidez triaxial de carga), E_{ur} (rigidez de descarga) y E_{oed} (rigidez edométrica).

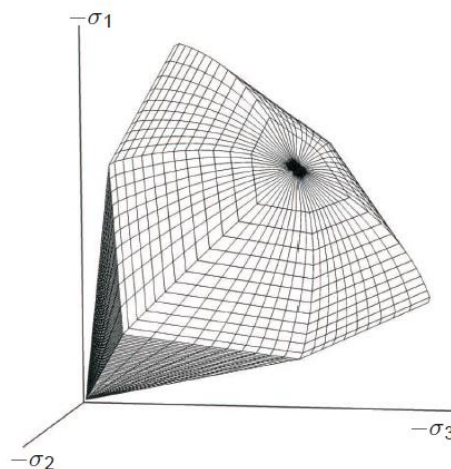


Figura 4.6.3. Representación de la superficie de fluencia del modelo HS en espacio de esfuerzos principales para un suelo sin cohesión (Brinkgreve *et al.*, 2015).

En general, la función de fluencia del modelo tiene la forma:

$$F = \bar{F} - \gamma^p \quad [4.19]$$

donde:

F = función dependiente de los esfuerzos considerados y de los parámetros de rigidez del modelo.

γ^p = función de las deformaciones plásticas.

La capacidad de este modelo para simular el comportamiento del suelo en situaciones carga y descarga viene definida por el módulo de rigidez en descarga-recarga (E_{ur}) y la consideración de la representación del estado deformacional del suelo en situaciones de compresión unidimensional a través del módulo edométrico (E_{oed}).

Por lo tanto, el modelo HS incluye dos elementos principales referentes a los cambios de rigidez experimentados en el suelo: el endurecimiento por fricción que presenta los suelos en estado plástico (friction hardening); y la compactación irreversible ocasionada por la aplicación de una compresión primaria (cap hardening).

Cuando el suelo está sometido a una tensión desviadora primaria, el suelo muestra un decrecimiento de su rigidez mientras se desarrollan deformaciones permanentes. En concreto, en el caso de un ensayo triaxial con drenaje, la relación tensión desviadora-deformación axial puede ser aproximada por una hipérbola. Esta relación fue formulada inicialmente por Kondner (1963), y posteriormente usada en el modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Dado que el modelo HS está basado en el endurecimiento plástico en lugar de basarse en la elasticidad no-lineal, supera las limitaciones e incoherencias del modelo de Duncan y Chang con respecto a la dilatancia y a la carga neutral (Huat *et al.*, 2009). El modelo de HS, sin embargo, sustituye el modelo hiperbólico con diferencia: en primer lugar, por hacer uso de la teoría de la plasticidad en lugar de la teoría de la elasticidad; en segundo, por incluir en su formulación el fenómeno de dilatancia del suelo y, por último, por la introducción de una superficie de fluencia (*yield cap*).

La relación entre la deformación axial (ε_1) y el esfuerzo desviador (σ_d) queda descrita de la siguiente forma:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{\sigma_d}{1 - \sigma_d / \sigma_{da}} \quad \text{para: } \sigma_d < \sigma_f \quad [4.20]$$

donde:

σ_{da} = valor asintótico de la resistencia al corte del suelo.

E_i = módulo de rigidez inicial.

E_i est relacionada con E_{50} por:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2-R_f} \quad [4.21]$$

La relación se refleja en la figura 4.6.4. El parámetro E_{50} es el módulo de rigidez correspondiente al 50% del esfuerzo desviador de rotura (σ_{df}) y está dado por la ecuación:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad [4.22]$$

donde:

E_{50}^{ref} = módulo de rigidez de referencia correspondiente a la presión de confinamiento de referencia.

p^{ref} = presión de referencia (normalmente de 100 kPa).

σ'_3 = presión de confinamiento en el ensayo triaxial.

m = parámetro que depende de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específico. De acuerdo a las investigaciones de diferentes autores, se ha observado para las arcillas blandas que m toma el valor próximo a 1,0 y alrededor de 0,5 para arenas y limos.

El esfuerzo desviador de rotura (σ_{df}) y la cantidad de la resistencia al corte en valor asintótico (σ_{da}) se define como:

$$\sigma_{df} = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{y:} \quad \sigma_{da} = \frac{\sigma_{df}}{R_f} \quad [4.23]$$

La expresión mencionada que establece el esfuerzo desviador de rotura, σ_{df} , es derivada del criterio de rotura Mohr-Coulomb involucrando los valores de resistencia de c y ϕ ; mientras que σ_{da} resulta ser una fracción de σ_{df} dada por la relación de rotura R_f , que debe ser menor o igual que 1 (se suele tomar como valor típico 0,9). De este modo cuando $\sigma = \sigma_{df}$ el criterio de rotura se satisface, y la plasticidad perfecta ocurre, tal y como es establecida en el modelo MC.

Para trayectorias de tensiones de descargas y recargas se usa otro módulo de rigidez dependiente de la tensión:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3' \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad [4.24]$$

donde:

E_{ur}^{ref} = Módulo de Young de referencia para descarga y recarga correspondiente a la presión de referencia (Brinkgreve *et al.*, 2015).

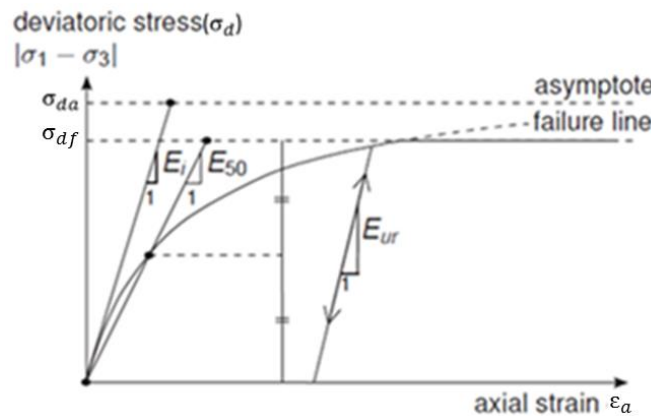


Figura 4.6.4. Relación hiperbólica esfuerzo-deformación en un ensayo triaxial (Brinkgreve *et al.*, 2015).

En ensayos que se usan la aplicación de cargas sin drenaje, el modelo muestra una reducción de las tensiones efectivas, como se ha observado para suelos blandos, mientras que también puede mostrar un incremento en la tensión efectiva para tipos de suelos con más dureza (suelos dilatables). Este modelo puede ser usado para predecir con exactitud desplazamientos y roturas para tipos de suelos en general en varias aplicaciones geotécnicas. El modelo no incluye la anisotropía de la resistencia de la rigidez y tampoco, su comportamiento, depende del tiempo (*creep*). Sus capacidades para aplicaciones dinámicas son limitadas (Ks Ti *et al.*, 2009).

Los parámetros básicos del modelo son tres parámetros de rigidez dependientes de las tensiones, descritos previamente; (E_{50}^{ref}) , (E_{oed}^{ref}) , (E_{ur}^{ref}) , el parámetro m (define la relación entre tensiones y la rigidez del material), además de los parámetros del criterio de rotura de Mohr-Coulomb (c , ϕ y ψ) (Huat *et al.*, 2009).

La ventaja del modelo HS sobre el modelo MC no es sólo el uso de una relación hiperbólica tensión-deformación en lugar de una relación bilineal, sino también el control del nivel de dependencia de las tensiones sobre la rigidez del material. Cuando se usa el modelo de MC hay que seleccionar un valor fijo del módulo de Young

mientras que para suelos reales, esta rigidez depende del nivel de tensiones al que se ve sometido. Por lo tanto, es necesario estimar los niveles de tensiones del suelo y usarlo para obtener los valores adecuados de rigidez pero, con el modelo de HS no se requiere esta selección de parámetros de entrada, en su lugar, se utiliza un módulo de rigidez E_{50}^{ref} para una referencia del esfuerzo principal menor efectivo de $\sigma_3' = p^{ref}$ (Brinkgreve *et al.*, 2015).

CAPÍTULO 5. PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS

En la presente capítulo se van a exponer los resultados obtenidos de los ensayos ya comentados en el capítulo 4 para poder determinar las propiedades ingenieriles de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %).

Antes de realizar los ensayos correspondientes se llevó a cabo un análisis de difracción de rayos X (DRX) sobre una muestra en polvo de las AAG de la cual se ha obtenido el difractograma de la figura 5.1.1 para poder conocer la composición mineralógica de los materiales a estudio.

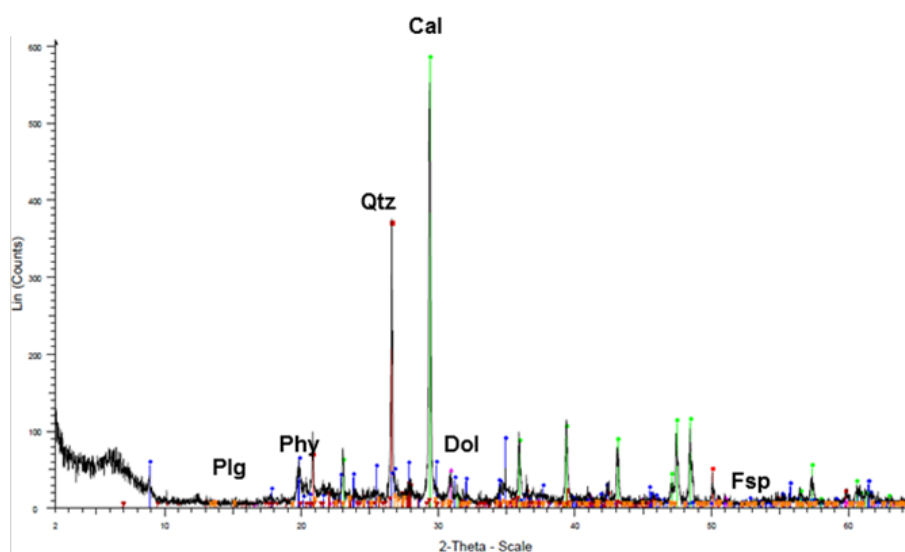


Figura 5.1. Difractograma de rayos X de la muestra AAG; Phy: filosilicatos (azul), Cal: calcita (verde), Qtz: cuarzo (rojo), Plg: plagioclasa (granate), Dol: dolomita (rosa) y Fsp: feldespato potásico (naranja).

Los resultados obtenidos revelaron que la muestra AAG % está compuesta por un 38% de filosilicatos (color azul), 30% de calcita (color verde), 18% de cuarzo (color rojo), 8% de plagioclasas (color granate), 3% de dolomita (color rosa) y un 2% de feldespato potásico (color naranja).

A continuación se representa el análisis llevado a cabo de los diagramas de rayos X de los agregados orientados de la muestra AAG (figura 5.1.2) siendo, en color negro, el diagrama de agregado orientado sin tratamiento (ST), en color azul tras el tratamiento de solvatación con etilenglicol (EG) y en color rojo tras el tratamiento térmico a 550°C (TT). En el estudio de agregado orientado, se han identificado las

proporciones relativas de los filosilicatos detectados (38%), concluyendo que en los filosilicatos que componen la muestra un 54% de esmectita, 38% de illita y un 8% de trazas.

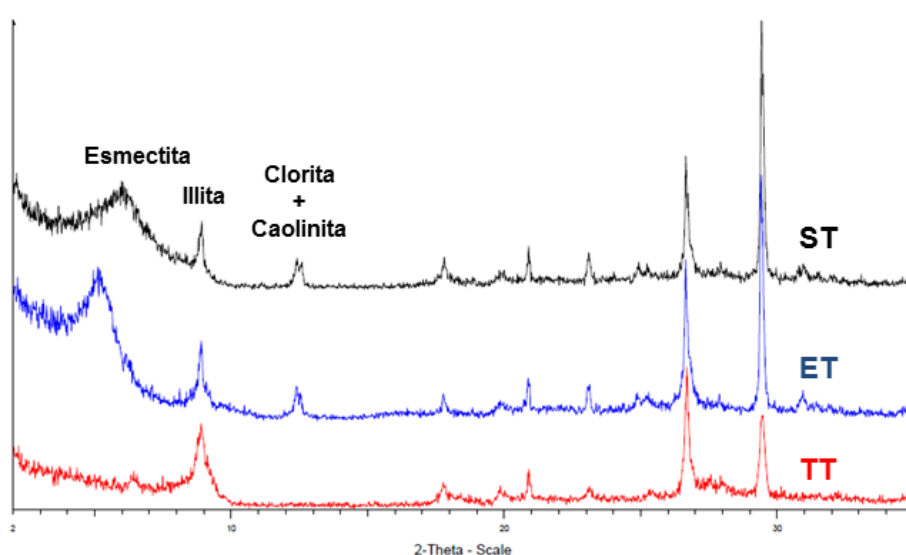


Figura 5.2. Difractogramas de los agregados orientados de la muestra AAG.

5.1. Compactación: relación humedad – densidad seca y microfábrica de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)

En el presente capítulo se ha estudiado el comportamiento de las AAG % de muestras tomadas de sondeos, calicatas y muestras superficiales.

En el estudio no sólo se ha establecido la relación de la humedad óptima en la que se obtiene la densidad seca máxima, sino se ha considerado importante la observación de la evolución de la muestra tanto del lado seco, humedad inferior a la que se obtiene la densidad máxima (humedad óptima), como del lado húmedo, la rama de contenido de agua en la que se supera esta humedad óptima. Además se ha representado la saturación total ($S_r = 100\%$) del material y la saturación para la densidad seca máxima para cada muestra. También se ha realizado un estudio de la microfábrica en los tres estados de humedad: óptima, del lado seco y del lado húmedo.

Por ello, en esta tesis se han realizado varios ensayos de compactación variando la energía de compactación. En la figura 5.1.1 (a) y (b) se muestran las curvas de Proctor normal y Proctor modificado correspondientes a las AAG %. En cada gráfico se han dibujado también las curvas de la saturación (S_r) de la máxima densidad y las curvas de 100%. Estas líneas se han obtenido mediante las expresiones:

$$\rho_d = \frac{G}{1 + \frac{G_w}{\rho_w S_r}} \quad [5.1]$$

$$S_r = \frac{w}{\frac{\gamma_w}{\rho_d} - \frac{\gamma_w}{G}} \quad [5.2]$$

$$\rho_{dmax} = \frac{G \rho_w}{1 + e_{max}} \quad [5.3]$$

donde:

G = peso específico de las partículas sólidas.

ρ_w = densidad del agua.

e_{max} = índice de poros máximo del material.

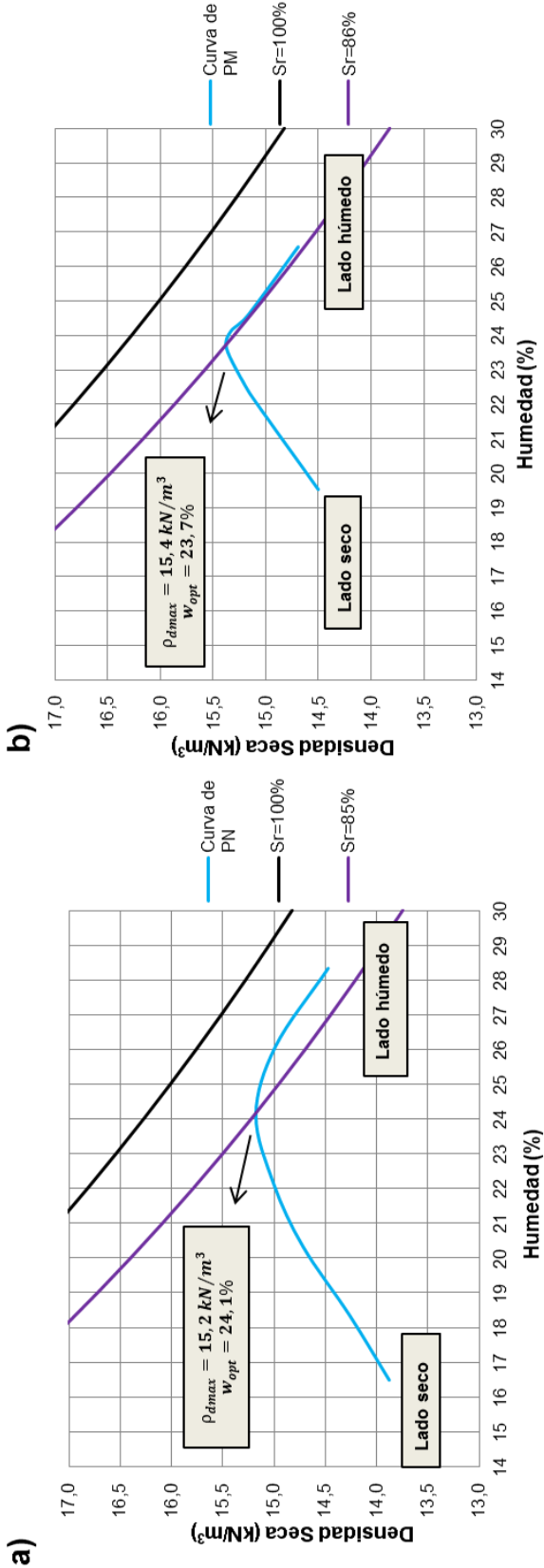


Figura 5.1.1. Curva de compactación representativa para (a) energía de PN y (b) energía de PM correspondientes a las muestras AAG %.

Como se observa en la curva representativa para la energía de PN (figura 5.1.1a) de relación densidad seca – humedad ($\rho_d - w$), la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) que se obtiene alcanza valores de 15,2 kN/m³ y la humedad óptima es del $w = 24,1\%$. En la compactación con la energía de PM los valores tanto de densidad como de humedad fueron muy similares (15,4 kN/m³ y 23,7%) (figura 5.1.1b). En la probeta compactada con la energía de PM, al igual que con la energía de PN, la densidad de la muestra va aumentando con el contenido de agua hasta alcanzar la ρ_{dmax} . El índice de poros máximo del material compactado con la energía de PN es de $e_{max} = 0,75$, mientras que para la muestra compactada con la energía de PM es menor, $e_{max} = 0,73$ ya que su densidad máxima es mayor y, por lo tanto, al tener mejor agrupación de las partículas arcillosas, la muestra posee menor porosidad.

Estos valores son muy parecidos o prácticamente iguales a los valores obtenidos para la compactación con la energía de PN indicando la poca influencia de la energía de compactación en la densidad máxima que se puede alcanzar para este tipo de materiales.

Estas densidades secas máximas son algo menores que la densidad seca obtenida para las AAG *in situ* (16,5 kN/m³), aunque está por encima de las AAG alteradas (14,9 kN/m³) (Tsige, 1999). La humedad óptima (w_{opt}) que ronda 24% y 23,7%, tiene valores cercanos o algo inferiores al valor medio del límite plástico obtenido para estos suelos (32%).

Como se puede observar de la figura 5.1.1, la curva de compactación de Proctor modificado marca una densidad máxima mejor definida que la curva de Proctor normal. Ello es probablemente debido a que la energía de compactación aplicada ejerce un mayor control sobre la variación de la densidad con el contenido en humedad. Referente a la curva de compactación con la energía de PN, la relación densidad seca - humedad es poco definida y más plana indicando la poca influencia de la energía en la densidad del suelo. Este hecho es sobre todo por la fuerza de succión que se genera dentro del suelo que la energía de Proctor normal no consigue superar o modificar de forma relevante (lado seco), lo que favorece la formación de una microfábrica floculada y la formación de agregados, hasta llegar a la densidad máxima y, posteriormente a esa densidad (lado húmedo), tiene una pendiente baja ya que el suelo está casi saturado por lo que existe poco aire a eliminar entre sus poros.

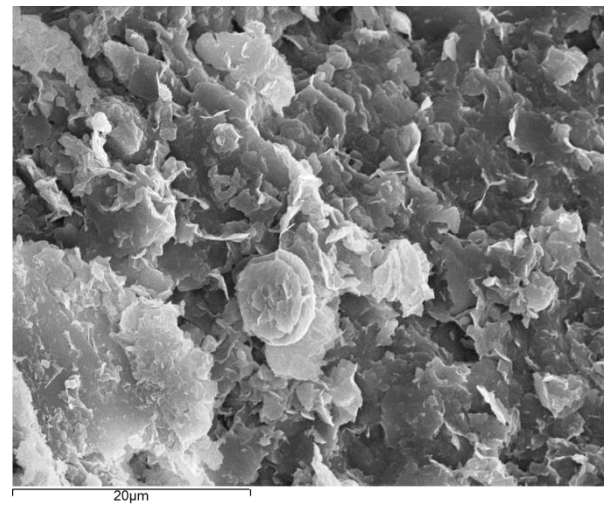
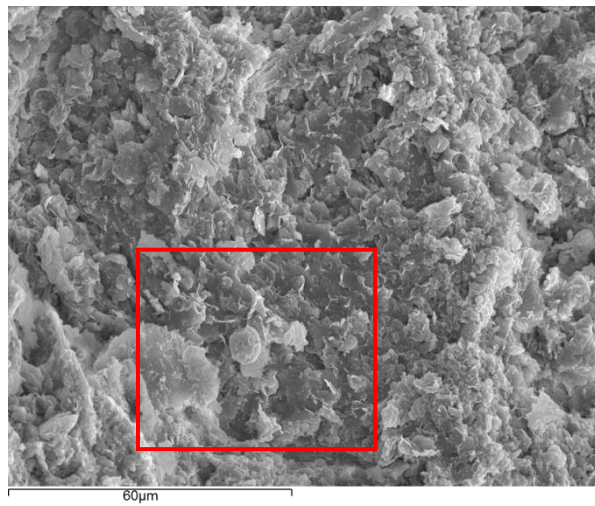
Como se ha comentado anteriormente, se han calculado las curvas de la saturación (S_r) de la máxima y las curvas de 100%. Los valores oscilan entre 85% para PN y 86% para PM.

Los resultados de las densidades secas máximas y humedades óptimas obtenidas para las energías de PN y PM se resumen en la tabla 5.1.1.

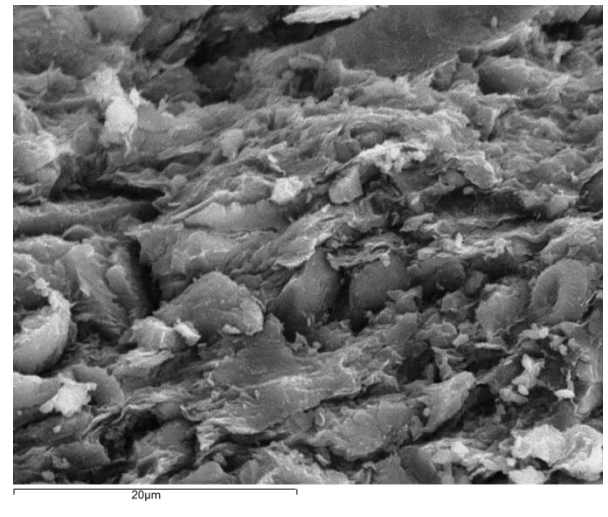
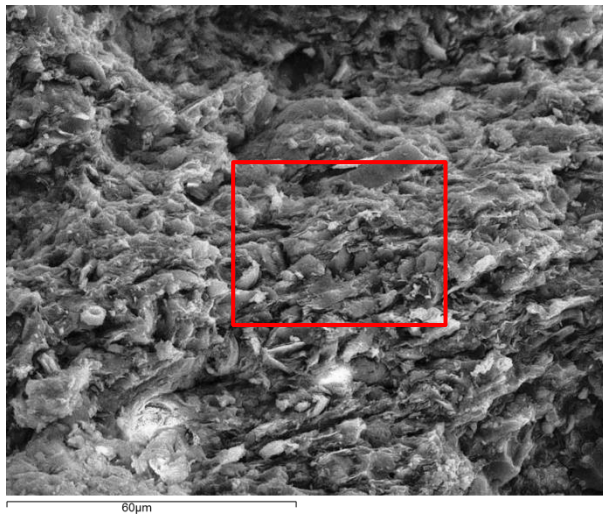
Tabla 5.1.1. Resumen de los resultados de densidades secas máximas (ρ_{dmax}) y humedades óptimas (w_{opt}) para energías de PN y PM de la muestra AAG %.

Material	Energía de compactación	ρ_{dmax}	w_{opt}	Saturación (ρ_{dmax})	e_{max}
AAG %	PN	15,2 kN/m ³	24,1%	85%	0,75
	PM	15,4 kN/m ³	23,7%	86%	0,73

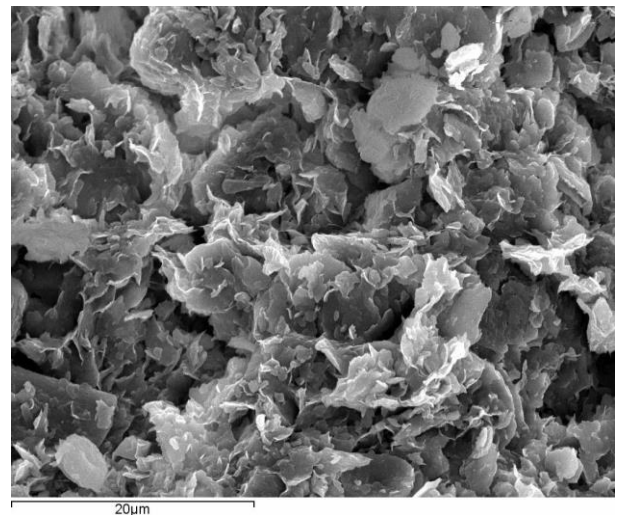
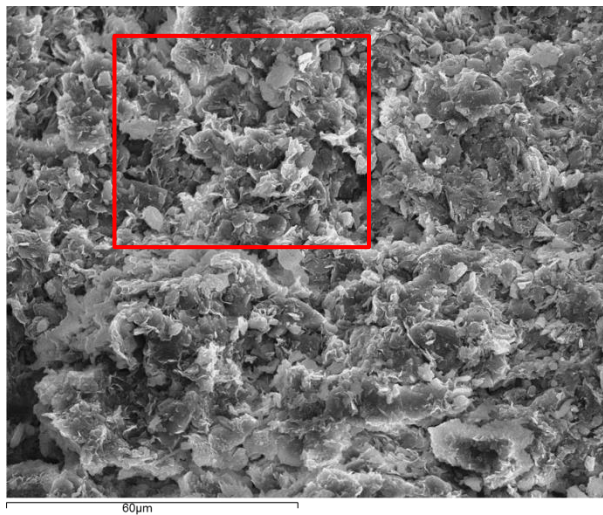
La microfábrica (estructura y organización interna de los materiales que forman el suelo) resultante de las muestras posterior a la compactación ha sido estudiada mediante la técnica de Microscopia Electrónica de Barrido (MEB). Esta observación ha sido realizada para las muestras con la densidad seca máxima, del lado seco y probetas correspondientes del lado húmedo (figura 5.1.2).



Probeta lado seco



Probeta ρ_{dmax}



Probeta lado húmedo

Figura 5.1.2. Microfotografía de MEB de la microfábrica de las AAG % compactadas.

En la figura 5.1.2 se observa que la organización de los elementos del lado seco se caracteriza por la formación de agregados relativamente grandes, separados por una porosidad heterométrica importante y con conectores arcillosos. Su microfábrica no posee un aspecto denso y cabe destacar la existencia de una porosidad abundante la cual, no ha sido reducida con la energía de compactación.

Por otra parte, para la muestra en el estado de la humedad óptima existe una reorientación de los agregados y de la porosidad. Esto indica que la energía de compactación supera la succión y, por ello, se mejora la lubricación. Posee menor porosidad aunque parte se mantiene a pesar de tener una microfábrica reorientada.

Por último, las muestras del lado húmedo poseen una dispersión mayor de las arcillas formando una microfábrica más continua formada por láminas de arcilla que se encuentran tapizando y englobando los agregados de mayor tamaño. No existe una reorientación de la microfábrica como ocurre en la muestra con la densidad máxima y se reduce la porosidad.

5.2. Compresibilidad y deformabilidad de las Arcillas azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)

En el presente apartado se va a exponer el estudio de la deformabilidad y compresibilidad de probetas compactadas (AAG sin mezcla de arena) en diferentes condiciones de humedad y densidad seca frente a cambios de presiones de consolidación vertical.

Deformabilidad

Previo al estudio de los procesos de consolidación, se han realizado determinaciones de los cambios de volumen en tres probetas preparadas con tres humedades (lado seco, densidad máxima y lado húmedo).

En el presente estudio se ha determinado la presión de hinchamiento y el hinchamiento libre de las muestras AAG %. A continuación, en la figura 5.2.1 se observa el resultado obtenido del ensayo edométrico del hinchamiento libre y la presión de hinchamiento de la muestra AAG % ensayada.

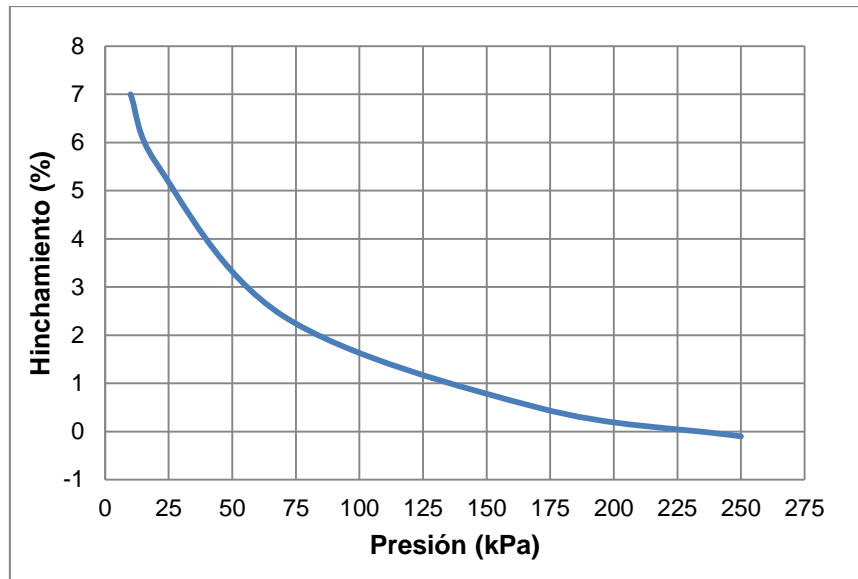


Figura 5.2.1. Curva del porcentaje de hinchamiento de la AAG %.

La muestra la ρ_{dmax} presenta un porcentaje de hinchamiento del 7% y un valor de 240 kPa de presión de hinchamiento. Por otro lado, también se han medido las presiones de hinchamiento del lado seco y del lado húmedo, con valores de 135,4 kPa y 93,8 kPa, respectivamente. Estos valores son muy inferiores a los obtenidos en las muestras de por ejemplo Tsige (1999) de las AAG inalteradas (627,62 kPa).

Según estos datos, las muestras se encontrarían dentro del grupo de suelos expansivos, ya que, “se consideran suelos expansivos aquellos en los que en una muestra remoldeada y compactada con la densidad y humedad óptimas del ensayo Proctor normal según UNE 103500, supere un hinchamiento libre del tres por ciento (3%)” según se indica en el PG3.

Por otra parte se ha calculado la presión de hinchamiento (PH) mediante las correlaciones empíricas propuestas por Cimen *et al.*, (2012). Estos autores propusieron las siguientes ecuaciones para arcillas compactadas tanto del lado seco, como del lado húmedo de la curva de compactación, válido para $38 \leq IP \leq 65$ %, $11,5 \leq \gamma_d \leq 17$ kN/m³, y $15 \leq w_0 \leq 42$ %:

$$\log PH = 0,0276IP - 365,2118\gamma_d^{-2,4616} - 0,0320w_0 + 2,2292 \quad \text{lado seco [1]}$$

$$\log PH = 0,0239IP - 1285,3723\gamma_d^{-3,2768} - 0,0396w_0 + 2,3238 \quad \text{lado húmedo [2]}$$

En la figura 5.2.2 se han representado, junto a la curva de compactación, los datos de la presión de hinchamiento obtenidos aplicando la formulación de Cimen *et al.* (2012) para suelos arcillosos compactados.

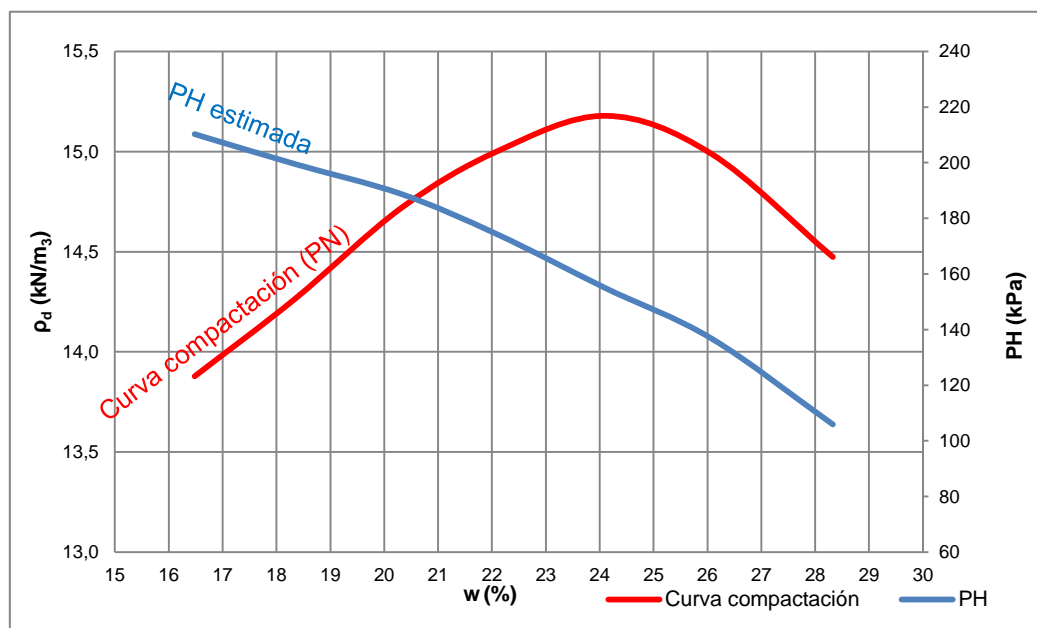


Figura 5.2.2. Relación de la presión de hinchamiento con respecto a la curva de compactación de las AAG % (PN).

Expresados los resultados obtenidos (figura 5.2.2), la curva característica obtenida indica que según se incrementa la humedad en el proceso de compactación de la muestra, la presión de hinchamiento tiende a reducirse. Estos valores se han resumido en la tabla 5.2.1 siendo suelos con un grado de expansividad medio-alto como se dedujo de los ensayos.

Tabla 5.2.1. Tabla de los valores de presiones de hinchamiento para AAG %.

Parámetros	AAG % del lado seco	AAG % con ρ_{dmax}	AAG % del lado húmedo
PH medida (kPa)	135,4	240,0	93,8
PH estimada (kPa) Cimen <i>et al.</i> (2012)	184,5	147,3	140,8

Compresibilidad

La compresibilidad de suelos compactados se define por la mayor o menor deformación que el suelo presenta frente a la acción de una carga exterior. Esto dependerá de varios factores como el valor del incremento de carga, composición, densidad, humedad y la microfábrica alcanzada durante el proceso de compactación.

Una vez determinadas las características de compactación (relación densidad seca – humedad) se realizó el ensayo de consolidación mediante el edómetro. Al igual que en el caso anterior, se ha llevado a cabo el ensayo edométrico en tres tipos de muestras de la curva de compactación de PN; con la densidad máxima y humedad óptima, del lado seco y del lado húmedo ambas al 95% de la ρ_{dmax} .

Para cada una de las muestras se ha obtenido los siguientes parámetros:

- Coeficiente de consolidación primaria vertical (C_v).
- Índice de poros inicial (e_0) y final (e_f).
- Índice de compresión (C_c).
- Índice de hinchamiento (C_s).
- Módulo edométrico (E_m).
- Coeficiente de permeabilidad (k) o conductividad hidráulica.

La figura 5.2.3 muestra las curvas de consolidación correspondientes a las cargas 150, 300, 600 y 1000 kPa.

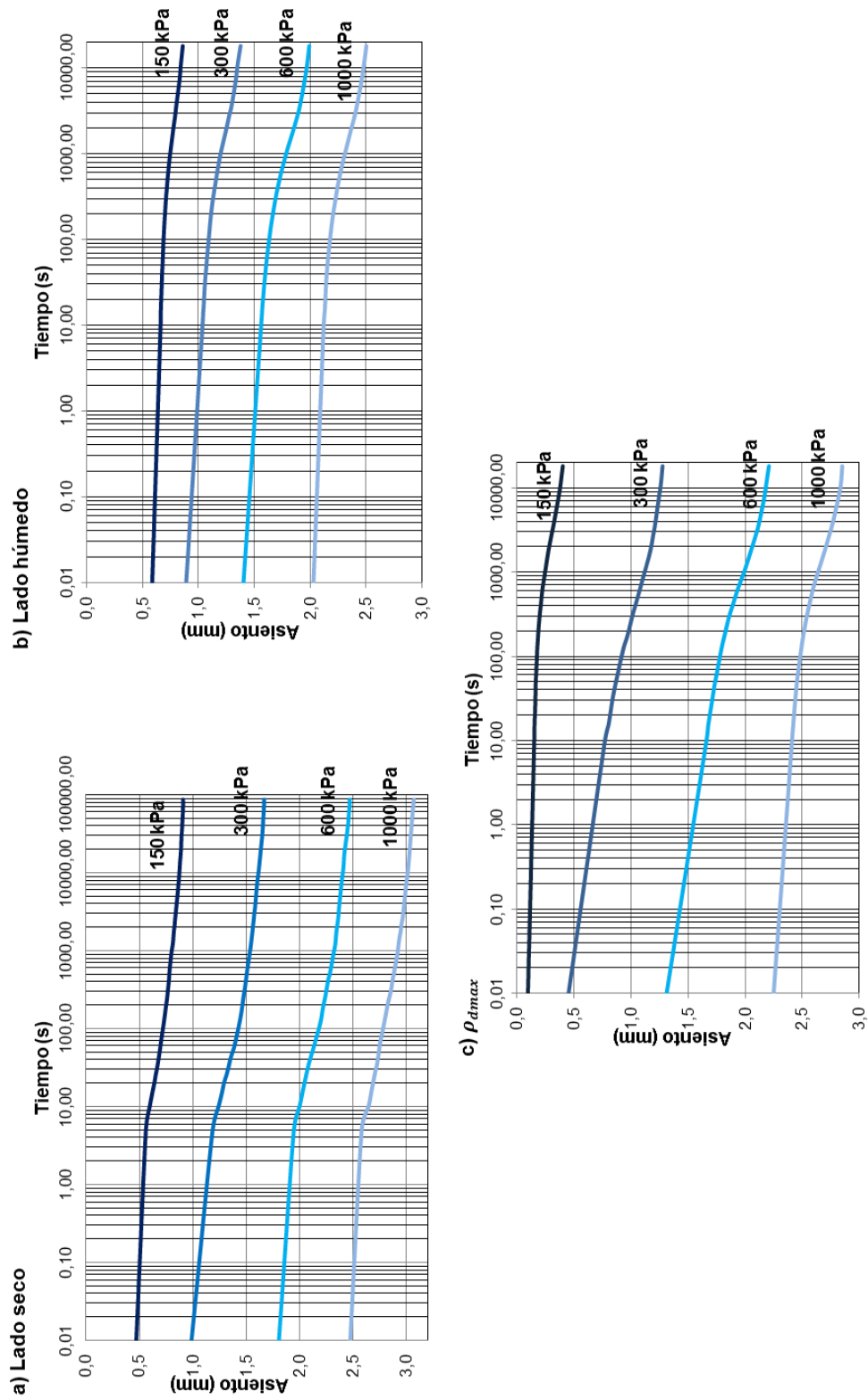


Figura 5.2.3. Curvas asiento-log(tiempo) de la muestra AAG % compactada (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} .

En la figura anterior 5.2.3 se observa la tendencia de la deformación con el tiempo en los ensayos realizados. Los suelos con la ρ_{dmax} y del lado seco muestran una curva cóncava hacia abajo, indicando una respuesta similar con respecto a la velocidad de deformación. Mientras que la tendencia del lado húmedo muestra una reducción más progresiva del asiento.

La diferencia de las distintas fases de deformación que sufren las probetas se pueden apreciar de forma más clara llevando a cabo la representación de asiento-tiempo en forma de raíz cuadrada del tiempo (\sqrt{t}) (Taylor, 1948). En la figura 5.2.4 se aprecian las diferentes fases del proceso de consolidación de las muestras del lado seco, del lado húmedo y con la ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa.

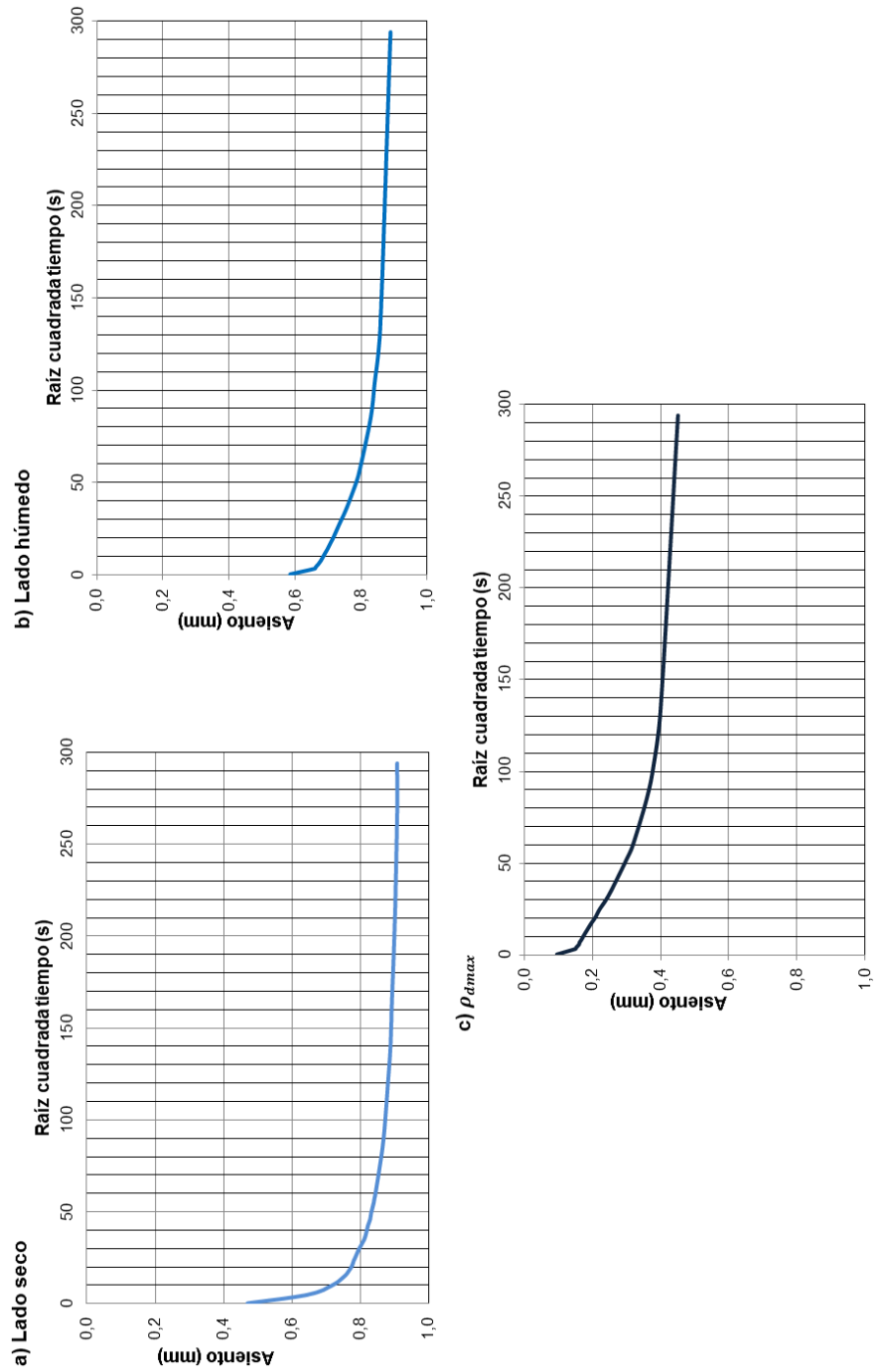


Figura 5.2.4. Curvas asiento- \sqrt{t} de la muestra AAG % compactada (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa.

De estas gráficas se puede extraer que la consolidación instantánea o elástica es mucho más importante en las muestras del lado seco y densidad máxima. Esta compresibilidad se debe fundamentalmente a la destrucción de la microfábrica de los grandes agregados arcillosos observados en estas probetas. En esta fase se produce la reducción de la mayor parte de la macroporosidad de la muestra.

El comportamiento de la muestra con la ρ_{dmax} esta gobernado por la consolidación primaria (segunda parte de la deformación). Ésta se debe a la disipación gradual del exceso de la presión de poros con el tiempo, donde se cumple la teoría de Terzaghi. La probeta muestra una reorientación de los agregados y de la porosidad.

De todas las muestras, en la que se define de la mejor manera la consolidación secundaria es en la muestra del lado húmedo debida al reblandecimiento de las partículas de arcilla que se encuentran tapizando y englobando los agregados de mayor tamaño.

A continuación se muestra (figura 5.2.5) la evolución del coeficiente de consolidación “velocidad de asentamiento” (C_v), estimado mediante el método de Casagrande (1936), con el incremento de las tensiones efectivas verticales para las distintas probetas AAG % con la densidad máxima, del lado húmedo y del lado seco. Para su cálculo se ha empleado la ecuación que se expone a continuación:

$$C_v = \frac{T_{50} H_{lab}^2}{t_{50}} \quad [4.2]$$

donde:

H_{lab} = trayectoria de drenaje en la probeta;

t_{50} = tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria (d_{50});

T_{50} = factor tiempo obtenido de la relación grado de consolidación (U-Factor tiempo (t_v)) correspondiente a un grado de consolidación del 50%.

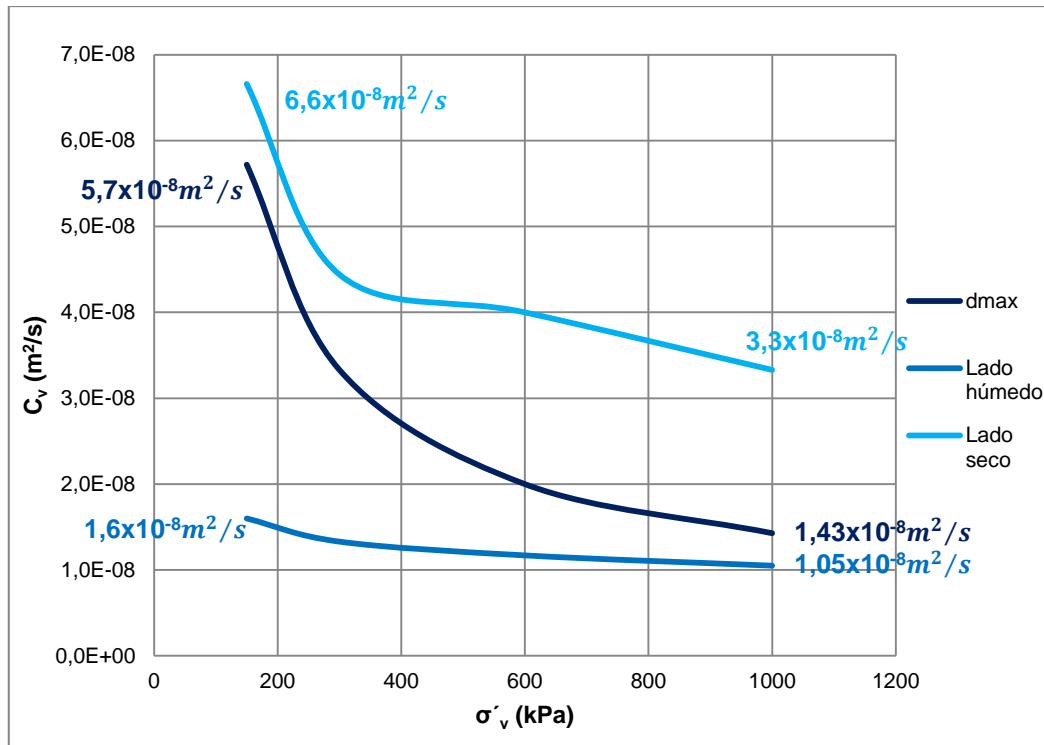


Figura 5.2.5. Relación entre el coeficiente de consolidación (C_v) y la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Por tanto, a partir de las curvas de consolidación (figura 5.2.4) se puede afirmar que los dos procesos fundamentales que tienen lugar en la compresibilidad de estos suelos son la deformación instantánea debido fundamentalmente a la destrucción de los enlaces (poros) que se desarrollan durante la compactación a humedades inferiores o cercanas al límite plástico, y la consolidación primaria debido a la disipación del exceso de la presión de poros. Con los valores de C_v (velocidad de deformación) estimados en estos materiales (figura 5.2.5) se deduce que esta consolidación primaria se produce en un tiempo bastante extenso debido a la baja permeabilidad de estos materiales. La línea que marca la evolución de la velocidad de deformación con la presión efectiva tiene un claro punto, en torno a 300 kPa para los tres tipos de muestras, a partir del cual la pendiente se reduce drásticamente.

Los datos obtenidos del índice de poros (e) para cada tensión vertical efectiva (σ'_v) aplicada, han permitido elaborar las curvas edométricas. En las gráficas siguientes de la figura 5.2.6 (a), (b) y (c) se ilustran las curvas edométricas representativas para los tres tipos de muestras.

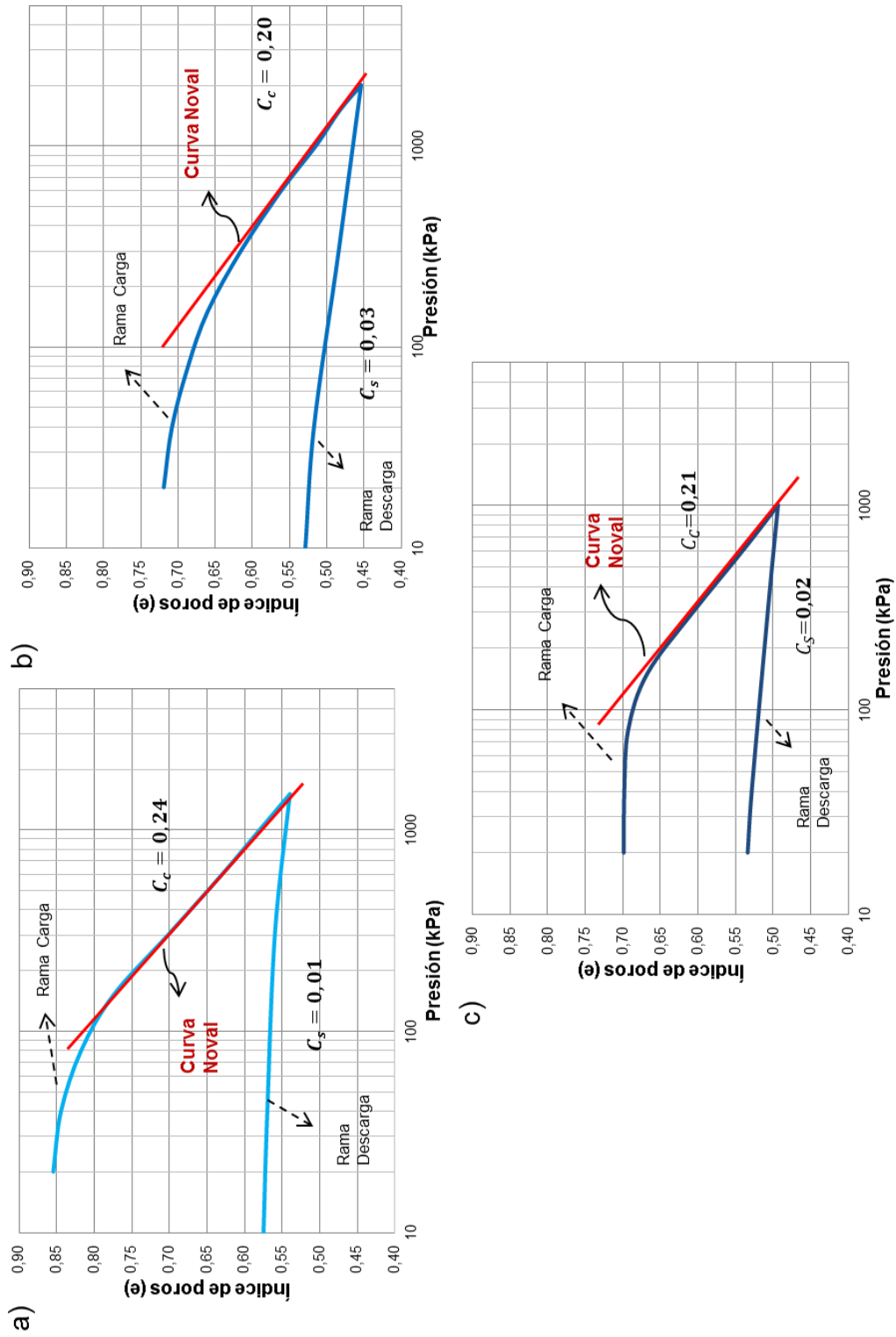


Figura 5.2.6. Curvas edométricas para la muestra AAG % (a) del lado húmedo y (b) del lado seco, (c) con p_{dmax} .

Para cada una de las muestras se ha estimado el índice de compresión (C_c) y el índice de hinchamiento (C_s). Destacar que la muestra AAG % con la ρ_{dmax} posee un índice de compresión $C_c = 0,21$, la muestra del lado húmedo de $C_c = 0,20$ y la muestra del lado seco de $C_c = 0,24$ por lo tanto, la mayor compresibilidad es para las muestras AAG % compactadas del lado seco. Este comportamiento se puede atribuir a nivel de la microfábrica en las tensiones que poseen el agrupamiento de las partículas. El índice de hinchamiento para la muestra AAG % con ρ_{dmax} es de $C_s = 0,02$, para la muestra del lado húmedo es de $C_s = 0,03$ y para la muestra del lado seco es de $C_s = 0,01$.

En las tres muestras estas curvas comienzan con un tramo horizontal (con muy poca variación del índice de poros) que se mantiene estable hasta una presión efectiva de 100 kPa para ρ_{dmax} , 70 kPa para el lado húmedo y 90 kPa para el lado seco.

En cuanto a los valores estimados de las curvas edométricas de e_o , e_f , C_c y C_s pueden resumirse en la tabla siguiente 5.2.2 además de los valores de las presiones de preconsolidación.

Tabla 5.2.2. Valores obtenidos del ensayo edométrico para e_o , e_f , C_c , C_s y presión de preconsolidación para las muestras AAG % con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Parámetros	Lado seco	ρ_{dmax}	Lado húmedo
Índice poros inicial (e_o)	0,85	0,69	0,73
Índice poros final (e_f)	0,55	0,53	0,52
Índice compresión (C_c)	0,24	0,21	0,20
Índice hinchamiento (C_s)	0,01	0,02	0,03
Presión preconsolidación (kPa)	88,3	98	68,64

A partir de estos datos calculados se han obtenido varios parámetros de deformabilidad de las distintas muestras (E_m y k) haciendo uso de las teorías de consolidación de Terzaghi (1943). Por otra parte, se ha realizado una comparativa de estos datos con el incremento de las tensiones efectivas verticales para estudiar la evolución de cada uno de estos parámetros.

La velocidad de consolidación de un suelo depende directamente del módulo edométrico (E_m) (fórmula [4.5]) y del coeficiente de permeabilidad (k) (fórmula [4.6]).

$$E_m = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e} (1 + e_0) \quad [4.5]$$

$$k = \frac{\gamma_w c_v}{E_m} \quad [4.6]$$

donde:

γ_w = peso específico del agua.

La evolución del coeficiente de permeabilidad y del módulo edométrico en cada escalón de carga, para las tres muestras AAG % con la ρ_{dmax} (figura 5.2.7), del lado húmedo (figura 5.2.8a) y del lado seco (figura 5.2.8b) se muestra a continuación.

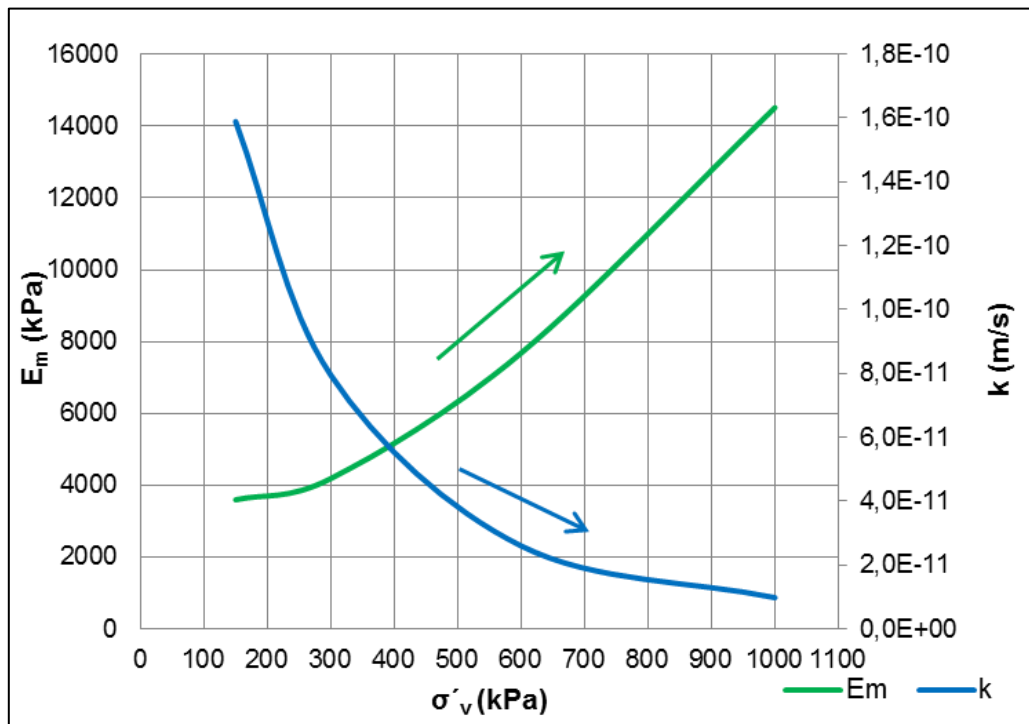


Figura 5.2.7. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ'_v) correspondientes a la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

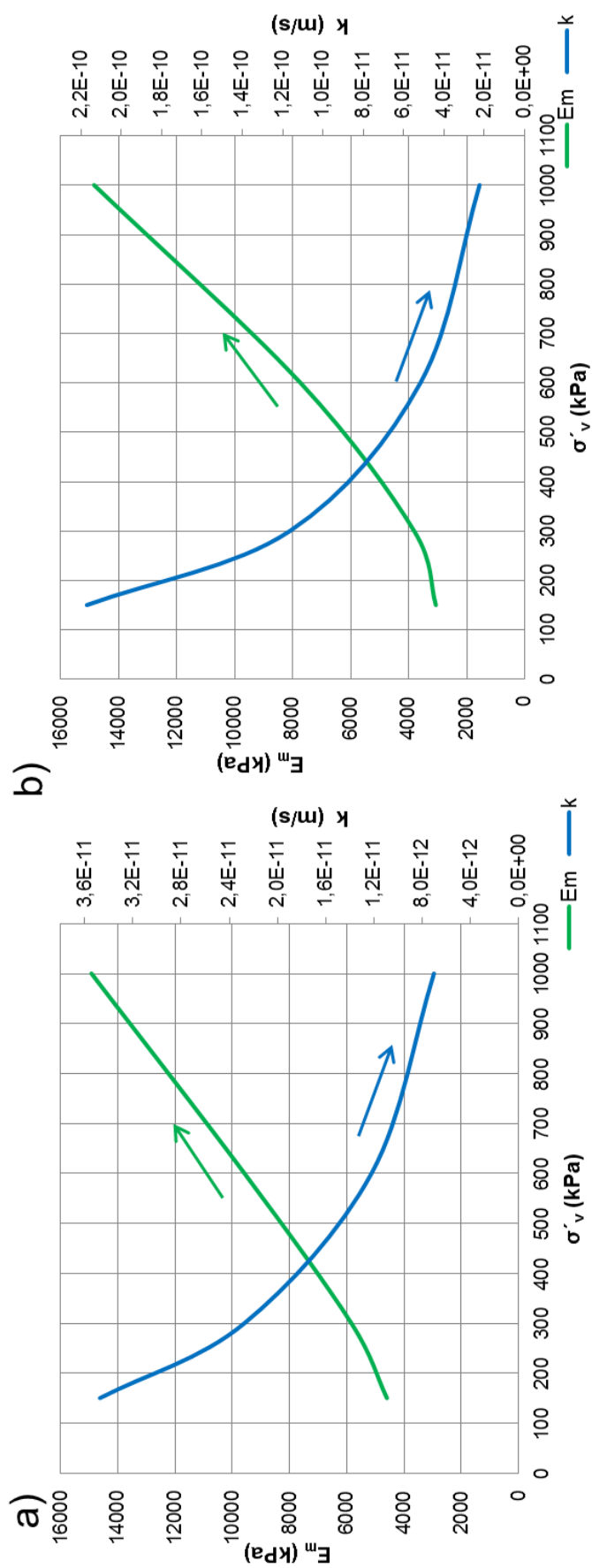


Figura 5.2.8. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG % (a) del lado húmedo y (b) del lado seco.

Se deduce de las figuras anteriores que a medida que la tensión vertical efectiva aumenta, E_m es cada vez mayor por tanto, el suelo es cada vez más rígido. La muestra compactada del lado húmedo, para una carga de 1000 kPa, posee la mayor rigidez ($E_m = 14925$ kPa), seguido de la muestra del lado seco ($E_m = 14852$ kPa). La probeta que posee la menor rigidez es la muestra con la ρ_{dmax} ($E_m = 14512$ kPa).

El coeficiente permeabilidad (k) tiende a disminuir de forma importante a medida que aumenta la tensión vertical efectiva (Terzaghi y Peck, 1967). La muestra AAG % del lado seco es la que posee una mayor permeabilidad ($k = 2,24 \times 10^{-11}$ m/s), seguido de la muestra con la ρ_{dmax} ($k = 9,84 \times 10^{-12}$ m/s) y la que presenta una menor permeabilidad es la muestra del lado húmedo ($k = 7,03 \times 10^{-12}$ m/s).

La máxima reducción de la k en estas muestras se produce a tensiones verticales efectivas inferiores a 300 kPa. A mayores tensiones verticales, las permeabilidades se mantienen constantes en los dos casos. Esta reducción de la k se debe a que el material está sometido a tensiones verticales mayores que producen una mayor compactación de la muestra, por tanto, una reducción del índice de poros debido al empaquetamiento de las partículas del suelo.

Se puede concluir que en las muestras se produce una rigidización del material, es decir, una reducción de la porosidad, a tensiones verticales efectivas bajas, en torno a 300 kPa. Además, el coeficiente de permeabilidad (k) estimado mediante el edómetro muestra valores muy bajos característicos de suelos cohesivos coherentes con el tipo de arcilla estudiada. En la figura 5.2.9 se muestra, para la carga de 300 kPa la evolución de C_v , k y E_m con las distintas humedades del estudio.

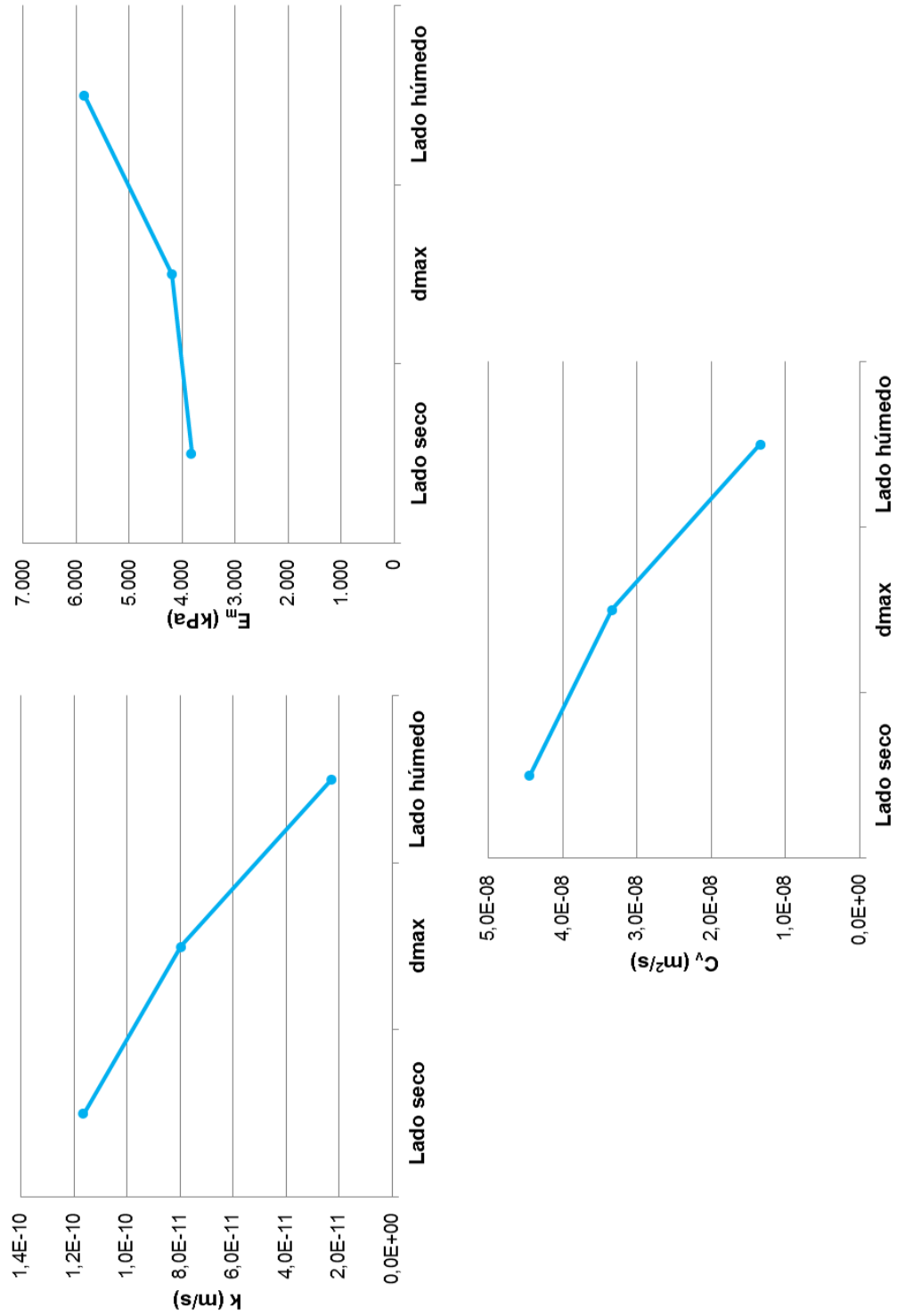


Figura 5.2.9. Evolución de C_v , E_m y k para una carga de 300 kPa para la AAG %.

De la figura 5.2.9 se deduce que las AAG % para los distintos estados de humedad, en orden creciente de humedad (lado seco, ρ_{dmax} y lado húmedo); el E_m aumenta, mientras que el C_v y el k se reducen. Esto concuerda con lo observado en el estudio de la microfábrica siendo la muestra del lado seco la microfábrica con mayores agregados arcillosos y macroporos, con la ρ_{dmax} existe una reorientación de estos agregados y de la porosidad y del lado húmedo la que posee una microfábrica más continua formada por láminas de arcilla que se encuentran tapiando y englobando los agregados de mayor tamaño.

En la tabla 5.2.3 se muestra un resumen de las propiedades estudiadas en el presente apartado para las AAG %.

Tabla 5.2.3. Valores obtenidos para C_v , E_m y k en cada escalón de carga para las muestras AAG % con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Parámetro		150 kPa	300 kPa	600 kPa	1000 kPa
Lado seco	C_v (m ² /s)	$6,6 \times 10^{-8}$	$4,4 \times 10^{-8}$	$4,0 \times 10^{-8}$	$3,33 \times 10^{-8}$
	E_m (kPa)	3068	3817	7742	14852
	k (m/s)	$2,17 \times 10^{-10}$	$1,16 \times 10^{-10}$	$5,17 \times 10^{-11}$	$2,24 \times 10^{-11}$
Densidad máxima (ρ_{dmax})	C_v (m ² /s)	$5,7 \times 10^{-8}$	$3,3 \times 10^{-8}$	$2,0 \times 10^{-8}$	$1,42 \times 10^{-8}$
	E_m (kPa)	3600	4189	7682	14512
	k (m/s)	$1,59 \times 10^{-10}$	$7,95 \times 10^{-11}$	$2,60 \times 10^{-11}$	$9,84 \times 10^{-12}$
Lado húmedo	C_v (m ² /s)	$1,6 \times 10^{-8}$	$1,3 \times 10^{-8}$	$1,17 \times 10^{-8}$	$1,05 \times 10^{-8}$
	E_m (kPa)	4605	5848	9585	14925
	k (m/s)	$3,47 \times 10^{-11}$	$2,27 \times 10^{-11}$	$1,22 \times 10^{-11}$	$7,03 \times 10^{-12}$

5.3. Parámetros de resistencia de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)

Se realizaron ensayos de rotura para la determinación de los parámetros de resistencia en el estado de la densidad máxima (ρ_{dmax}) y del lado húmedo de la curva de compactación de las AAG % ya que, según el PG-3, los suelos cohesivos de alta plasticidad y expansividad deben también compactarse ligeramente del lado húmedo, con relación a la humedad óptima del ensayo Proctor de referencia. Además, la normativa Americana *Engineering and Design: General Design and Construction*

Considerations for Earth and Rock-Fill Dams indica que el estudio de las muestras también debe realizarse del lado húmedo de la curva de compactación.

Para ello se realizaron ensayos de rotura en célula triaxial. La modalidad del ensayo empleado ha sido de CU (consolidado y no drenado) con medida de presión intersticial (u). Con ello se han podido determinar los parámetros de resistencia, cohesión (c) y ángulo de rozamiento interno (ϕ) y se han determinado otros parámetros que explican el comportamiento tenso deformacional de los materiales; dilatación (ψ), módulo de elasticidad (E), coeficiente de Poisson (ν) y el parámetro A de Skempton. También se han representado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ utilizando el método de M.I.T. (Massachusetts Institute Technology, U.S.A, Lambe y Whitman, 1979) para mejor observación del incremento de las presiones intersticiales durante el ensayo triaxial.

5.3.1. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas con la densidad máxima (ρ_{dmax})

En la figura 5.3.1 (a), (b) y (c) se muestra el comportamiento del esfuerzo desviador en totales (σ_d) respecto a la deformación (ε_a), el desarrollo de presión intersticial (u) en función de la deformación axial (ε_a) durante el ensayo y la relación esfuerzo desviador en efectivas (σ'_d) respecto a la deformación (ε_a) para diferentes presiones de confinamiento. Para la representación de las curvas $u - \varepsilon_a$ se han reajustado desde 0 kPa pero deberían corresponder al valor de la presión de cola del ensayo triaxial.

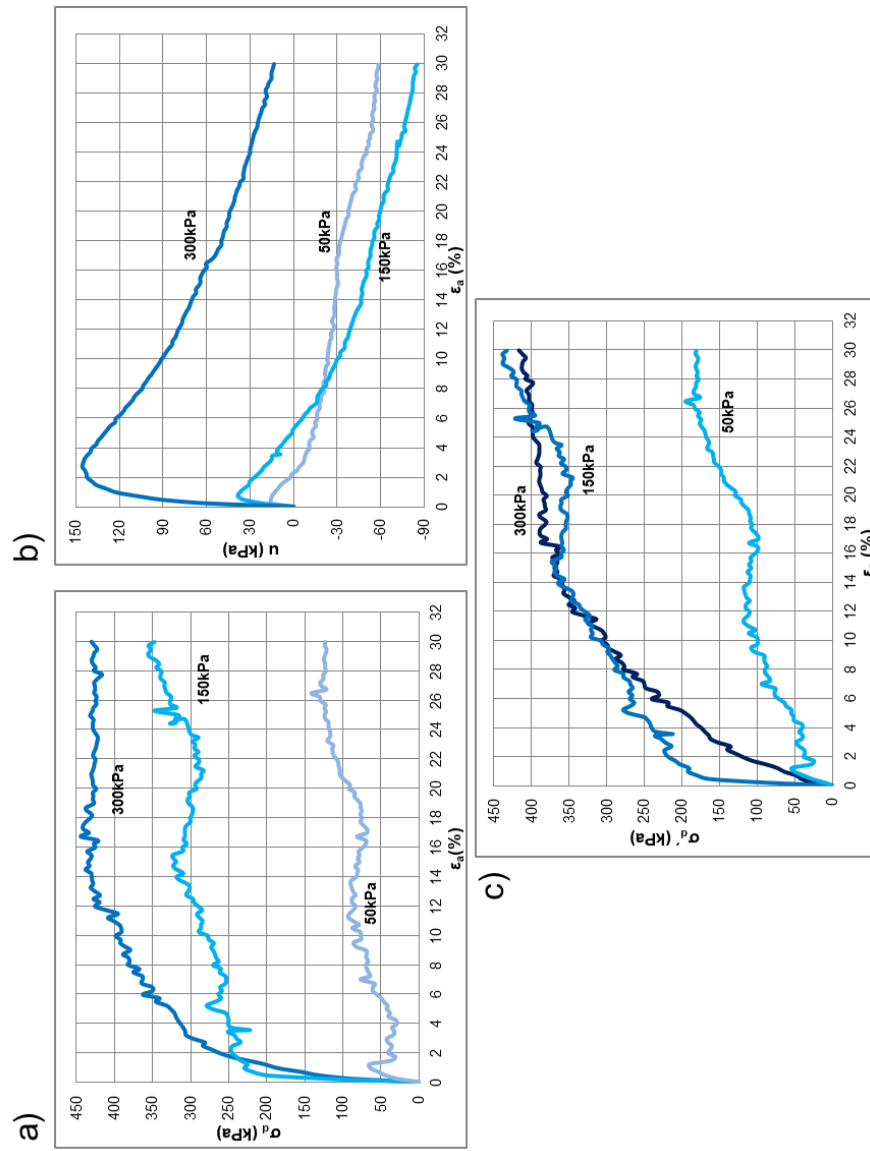


Figura 5.3.1. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG % con ρ_{dmax} con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \epsilon_a$, (b) $u - \epsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \epsilon_a$.

Las curvas de rotura de las tres probetas compactadas en iguales condiciones de densidad seca - humedad, consolidadas a presiones de confinamiento (σ_3) diferentes, en los tres casos el tipo de rotura es plástica. En ellas se observa que cuanto mayor es el esfuerzo de confinamiento, mayor es el desviador necesario para provocar la rotura. Como se observa en las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ (figura 5.3.1a) en ninguna de las tres probetas se da una rotura frágil con un claro valor de resistencia pico, sino que las curvas tienden paulatinamente a hacer su pendiente casi horizontal con una leve tendencia al endurecimiento, por este motivo, se ha tomado la rotura en una $\varepsilon_a = 10\%$.

En cuanto al desarrollo de presión intersticial (figura 5.3.1b), el material presenta una ligera tendencia a la contracción al inicio del ensayo hasta el 1% de deformación axial para las muestras sometidas a 50 y 150 kPa de presión de confinamiento y del 4% para la muestra sometida a 300 kPa, para luego exhibir un comportamiento dilatante. Este comportamiento se debe, fundamentalmente, a que ha tenido lugar un hinchamiento del material durante la consolidación y saturación, aún continuando durante el proceso de rotura. Este hinchamiento que provoca un incremento del índice de poros y por tanto una disminución de la presión intersticial, no es contrarrestado por la presión de confinamiento aplicado a la probeta, lo que significa que la presión de hinchamiento de estas arcillas, en estas condiciones, es mayor que 150 kPa. La probeta sometida a la mayor presión de confinamiento (300 kPa) sin embargo, muestra un comportamiento con un incremento de presión intersticial muy fuerte al principio, con un valor pico del orden de 4% aproximadamente de deformación axial que, posteriormente, se amortigua o disminuye tras la rotura.

Por ello, las tensiones desviadoras de las tres probetas siguen aumentando hasta altas deformaciones como se puede observar en la figura 5.3.1 (a), esto es debido a la disminución de las presiones intersticiales (figura 5.3.1b).

Ello hace preciso considerar la dilatancia (ψ) del material definida a partir de las curvas $u - \varepsilon_a$. En la figura 5.3.2 se muestra la definición de dilatancia por Rowe (1962) obteniendo un valor de 1° para las AAG % con la ρ_{dmax} .

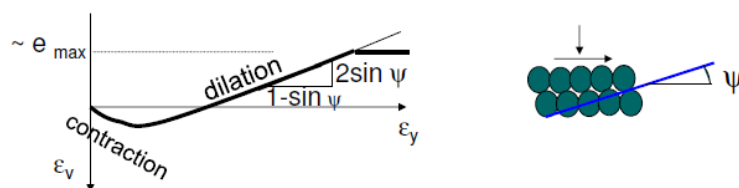


Figura 5.3.2. Determinación del ángulo de dilatancia (Rowe, 1962).

También se aborda la estimación del módulo de elasticidad (E) de las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ (figura 5.3.1c) a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la probeta con la ρ_{dmax} . En la figura 5.3.3 se muestra un ejemplo representativo de cómo se ha llevado a cabo el cálculo de E para una $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$ a partir del modelo hiperbólico teórico. El módulo de elasticidad (E) se ha estimado como el módulo E_{50} , que es el módulo de elasticidad correspondiente al 50% del esfuerzo desviador de rotura, es $\sigma_{df} = 0,90\sigma_{da}$.

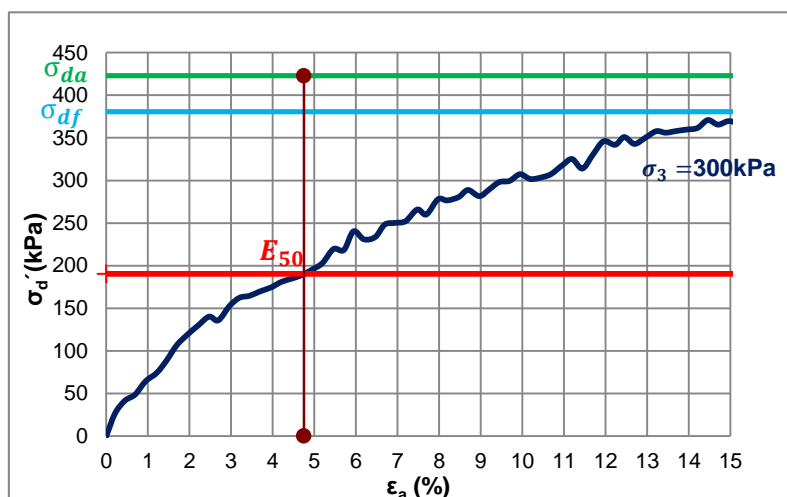


Figura 5.3.3. Deducción del módulo E_{50} para $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$ del ensayo triaxial tipo CU.

La estimación de los parámetros obtenidos para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} , se muestran en la tabla 5.3.1.

Tabla 5.3.1. Parámetros obtenidos de las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ en el ensayo triaxial CU para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

Presión de confinamiento (kPa)	Presión intersticial (kPa)		Dilatancia ψ (°)	Módulo de Young E_{50} (kPa)
	Máximas	Finales		
50	15	-58	1	1150,00
150	34	-85	1	14566,66
300	146	13	1	4007,37

El módulo de Young aumenta según aumenta la presión de confinamiento. Sin embargo, como se puede observar en la figura 5.3.1 (c) para la muestra sometida a la

mayor presión de confinamiento (300 kPa), el tramo elástico se reduce, por lo que el módulo E_{50} disminuye considerablemente.

Con este análisis se puede concluir que las AAG % con ρ_{dmax} poseen una ligera tendencia dilatante, con un comportamiento plástico que, para altas tensiones de confinamiento, el material presenta una leve tendencia al endurecimiento.

Se han representado los datos obtenidos del ensayo triaxial de acuerdo con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (fórmula [5.4]) en tensiones totales y efectivas de las tres probetas ensayadas a diferente presión de confinamiento (50, 150 y 300 kPa).

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad [5.4]$$

A partir de los círculos de Mohr correspondientes se han obtenido las envolventes de rotura y se han calculado la cohesión (c, c') y el ángulo de rozamiento interno (ϕ, ϕ'). En la figura 5.3.4 se presentan los círculos tanto en totales (línea continua) como en efectivas (línea discontinua).

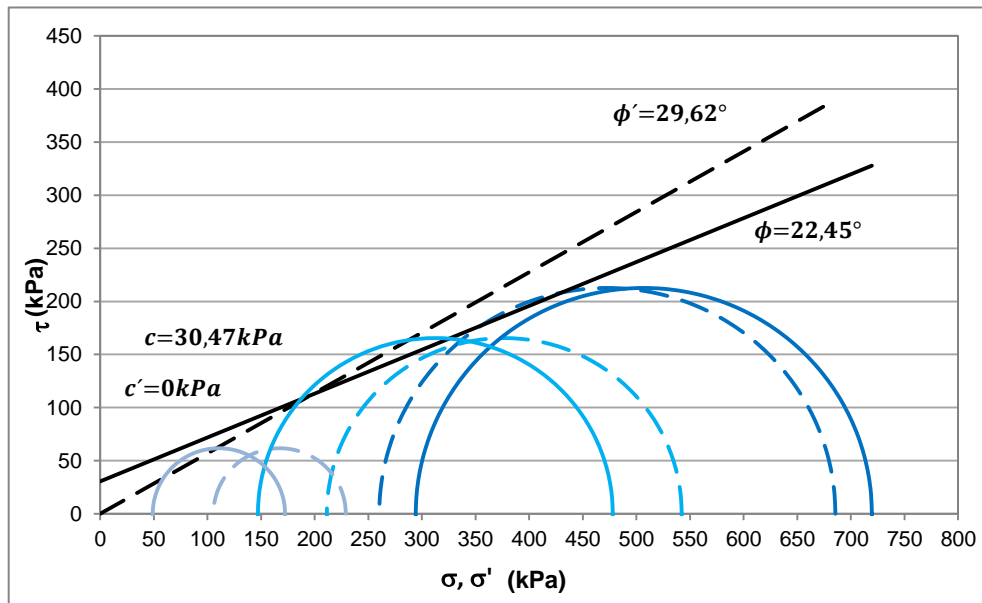


Figura 5.3.4. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra ρ_{dmax} .

Como es de esperar (figura 5.3.4), hay una diferencia entre los círculos de Mohr de presiones totales y efectivas. La envolvente de rotura (Mohr-Coulomb) en efectivas da un ángulo de rozamiento mayor que en totales y una cohesión nula. Al analizar los círculos de Mohr en totales y en efectivas, se puede apreciar el fenómeno de

hinchamiento que ha tenido lugar durante la consolidación y saturación del material y continuando durante el proceso de rotura. De ahí que los círculos de Mohr en tensiones efectivas (línea discontinua) para las presiones de confinamiento de 50 y 150 kPa se encuentren desplazados hacia la derecha respecto a los círculos en totales (línea continua), por ello la envolvente de rotura no queda tangente a los círculos en efectivas.

De estos círculos de Mohr se deducen los parámetros resistentes de la AAG % para ρ_{dmax} cuyo resumen se presenta en la tabla 5.3.2. El ángulo de rozamiento interno en totales alcanza un valor de $\phi = 22,45^\circ$ y en efectivas de $\phi' = 29,62^\circ$. La cohesión en totales posee un valor de $c = 30,47 \text{ kPa}$ y en efectivas $c' = 0 \text{ kPa}$.

Tabla 5.3.2. Parámetros de resistencia de la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

Parámetros	$c \text{ (kPa)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
ρ_{dmax}	30,47	0	22,45	29,62

Del ángulo de rozamiento en efectivas (ϕ') calculado a partir de los círculos de Mohr se ha calculado mediante correlaciones existentes, el coeficiente de empuje en reposo (k_0) a partir de la fórmula de Jaky (1944) [5.5] y estimar el coeficiente de Poisson (ν) [5.6]:

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \quad [5.5]$$

donde:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad [5.6]$$

Los resultados obtenidos de las ecuaciones anteriores se muestran en la tabla 5.3.3.

Tabla 5.3.3. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG % con ρ_{dmax} .

Parámetros	k_0	ν
ρ_{dmax}	0,55	0,35

También se ha estimado el parámetro A de Skempton (coeficiente de variación de la presión intersticial entre la variación del desviador) que refleja la tendencia del suelo a variar de volumen cuando aplicamos cargas, aumentando σ_1 e introduciendo así un esfuerzo cortante. Si el suelo está totalmente saturado, no podrá variar de volumen y aparecerá en el agua intersticial una variación de presión que neutralizará dicha tendencia. La variación de u es, por tanto, en cierta manera, una medida de la misma como se refleja en la siguiente fórmula:

$$A = \frac{\Delta u}{\sigma_d} \quad [5.7]$$

En la tabla 5.3.4 se pueden observar valores del parámetro A definidos por Skempton (1954).

Tabla 5.3.4. Valores del coeficiente A de Skempton para distintos tipos de suelos (Skempton, 1954).

Tipo de suelo	A
Arcilla altamente sensitiva	0,75 a 1,5
Arcilla normalmente consolidada	0,5 a 1,0
Arcilla arenosa compactada	0,25 a 0,75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0 a 0,5
Arcillas gravosas compactadas	-0,25 a 0,25
Arcillas muy sobreconsolidadas	-0,5 a 0

Como el parámetro A de Skempton refleja la tendencia de la microfábrica del suelo a variar de volumen cuando aplicamos cargas, en la figura 5.3.5 se muestra su evolución con la deformación axial (ε_a) para la muestra estudiada y en el momento de la rotura (A_f) (tomado en $\varepsilon_a = 10\%$).

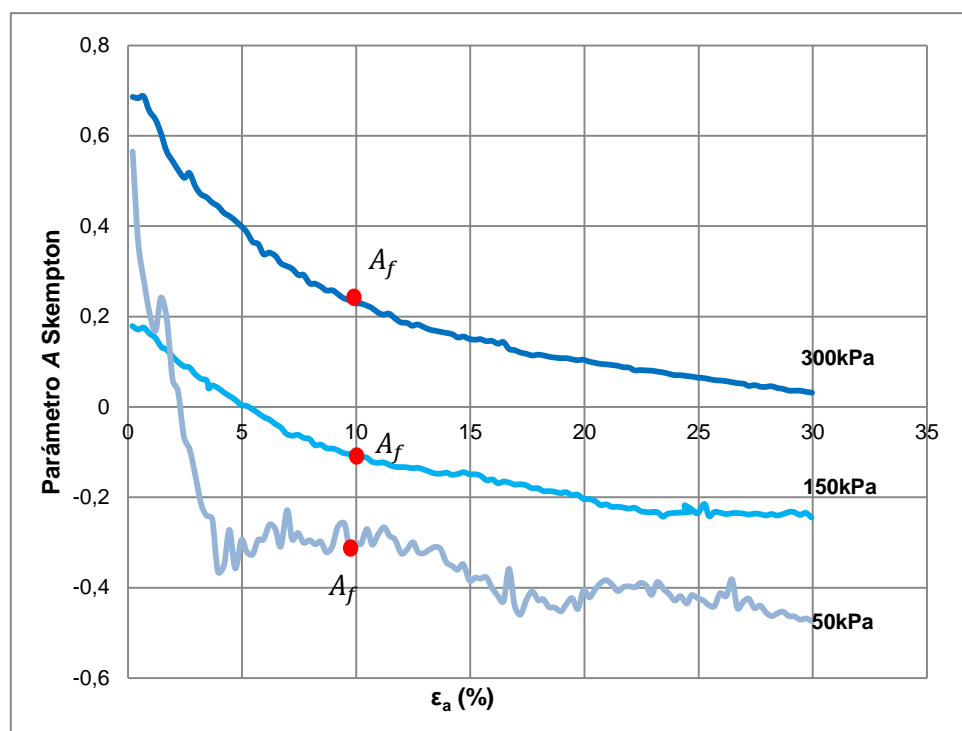


Figura 5.3.5. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

Como se refleja en la figura 5.3.5, las probetas sometidas a 50 y 100 kPa de presión de confinamiento poseen un comportamiento de una arcilla sobreconsolidada mientras que la probeta sometida a la mayor presión de confinamiento (300 kPa) muestra un comportamiento de una arcilla ligeramente sobreconsolidada. En la tabla 5.3.5 se resumen los valores obtenidos del parámetro de A_f .

Tabla 5.3.5. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

Presión de confinamiento (kPa)	Parámetro A_f
50	-0,3
150	-0,1
300	0,24

De estos datos calculados, además de la representación de los círculos de Mohr, se han dibujado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ utilizando el método de M.I.T. (Massachusetts Institute Technology, U.S.A, Lambe y Whitman,

1979). La presión isotrópica queda definida como la media de las tres tensiones principales en efectivas:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad [5.8]$$

Dado que $\sigma'_2 = \sigma'_3$ tendremos:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad [5.9]$$

El desviador es:

$$\sigma_d = q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [5.10]$$

Se ha representado la envolvente lineal de rotura deducida de la relación para el espacio de Cambridge (para compresión):

$$q_f = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} p' + \frac{6 c' \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad [5.11]$$

También se ha llevado a cabo la representación de la Línea de Estado Crítico (CSL en la literatura internacional), a la que podemos considerar como la envolvente por encima de la cual no hay estados posibles. Se ha escogido también esta representación porque en ocasiones la envolvente de rotura no llega a ajustarse correctamente a los círculos de Mohr. La línea CSL pasa por el origen al estar en efectivas y su pendiente se representa convencionalmente como M . Esta pendiente M está relacionada con el ángulo de rozamiento interno en estado crítico en efectivas por la siguiente expresión:

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6+M} \quad [5.12]$$

Expresados los resultados en términos de trayectorias de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales y efectivas, la envolvente de rotura en efectivas y la línea CSL para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} se muestran en la figura 5.3.6.

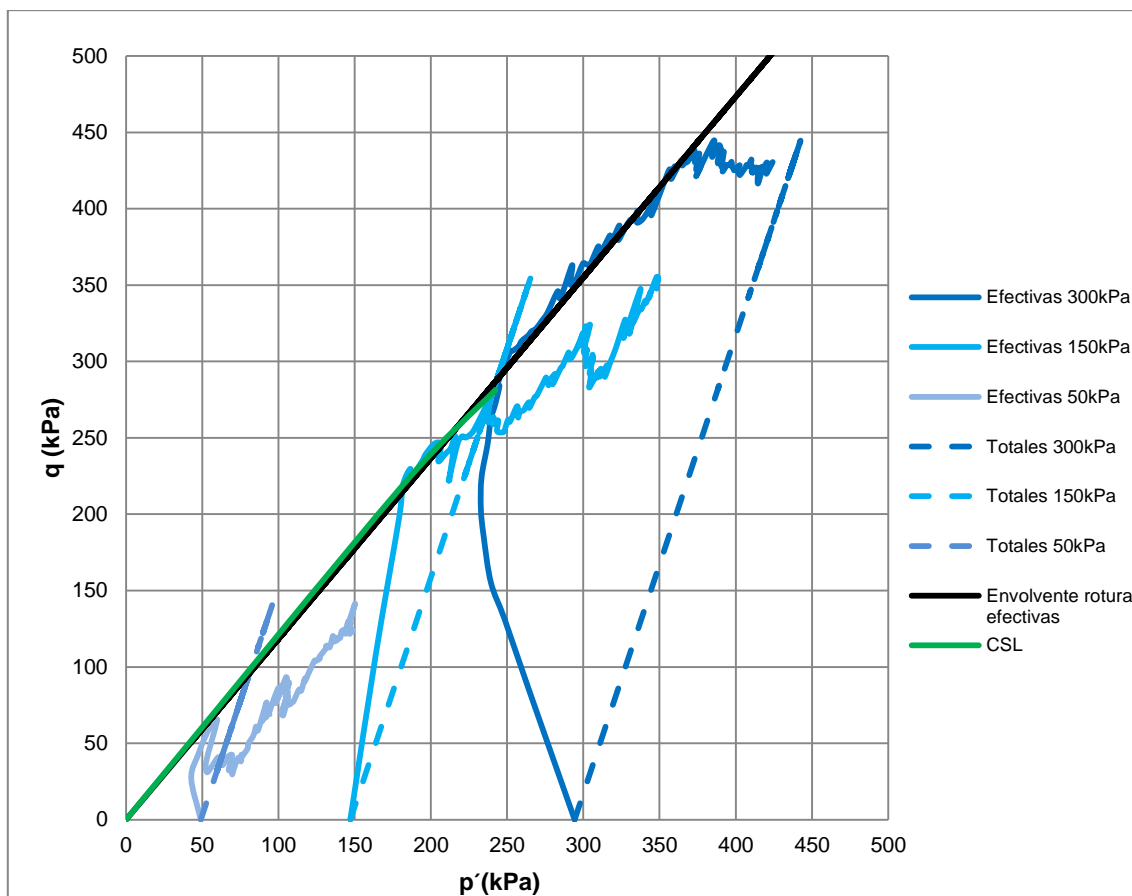


Figura 5.3.6. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivos y línea CSL para la AAG % con la ρ_{dmax} .

De acuerdo con las trayectorias de tensiones exhibidas por el material con la ρ_{dmax} , figura 5.3.6, para bajas presiones de confinamiento (50 y 150 kPa) el material experimenta al principio del ensayo un comportamiento contractivo y, posteriormente, según se va aumentando el desviador, se pone de manifiesto un comportamiento dilatante. Sin embargo, para el material sometido a la máxima presión de confinamiento (300 kPa) el comportamiento es contractivo donde se puede observar el pico de tensión desviadora a 441 kPa que se ha registrado en el ensayo triaxial CU. En este caso la envolvente de rotura casi coincide con la CSL, obteniendo un valor de $\phi' = 29,34^\circ$ (fórmula [5.13]) (tabla 5.3.6) lo que indica que el ajuste es suficientemente adecuado.

Tabla 5.3.6. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivos estimado a partir de los círculos de Mohr y línea CSL para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

$\phi' (^\circ)$ Mohr-Coulomb	$\phi' (^\circ)$ Línea CSL
29,62	29,34

5.3.2. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas del lado húmedo

En la figura 5.3.7 (a), (b) y (c) se muestra el comportamiento del esfuerzo desviador en totales (σ_d) respecto a la deformación (ε_a), el desarrollo de la presión de poros (u) en función de la deformación axial (ε_a) y la relación esfuerzo desviador en efectivas (σ'_d) respecto a la deformación (ε_a) exhibido por la muestra AAG % del lado húmedo para 50, 150 y 300 kPa de presión efectiva de confinamiento. También se han reajustado desde 0 kPa a representación de las curvas $u - \varepsilon_a$ aunque deberían corresponder al valor de la presión de cola del ensayo triaxial.

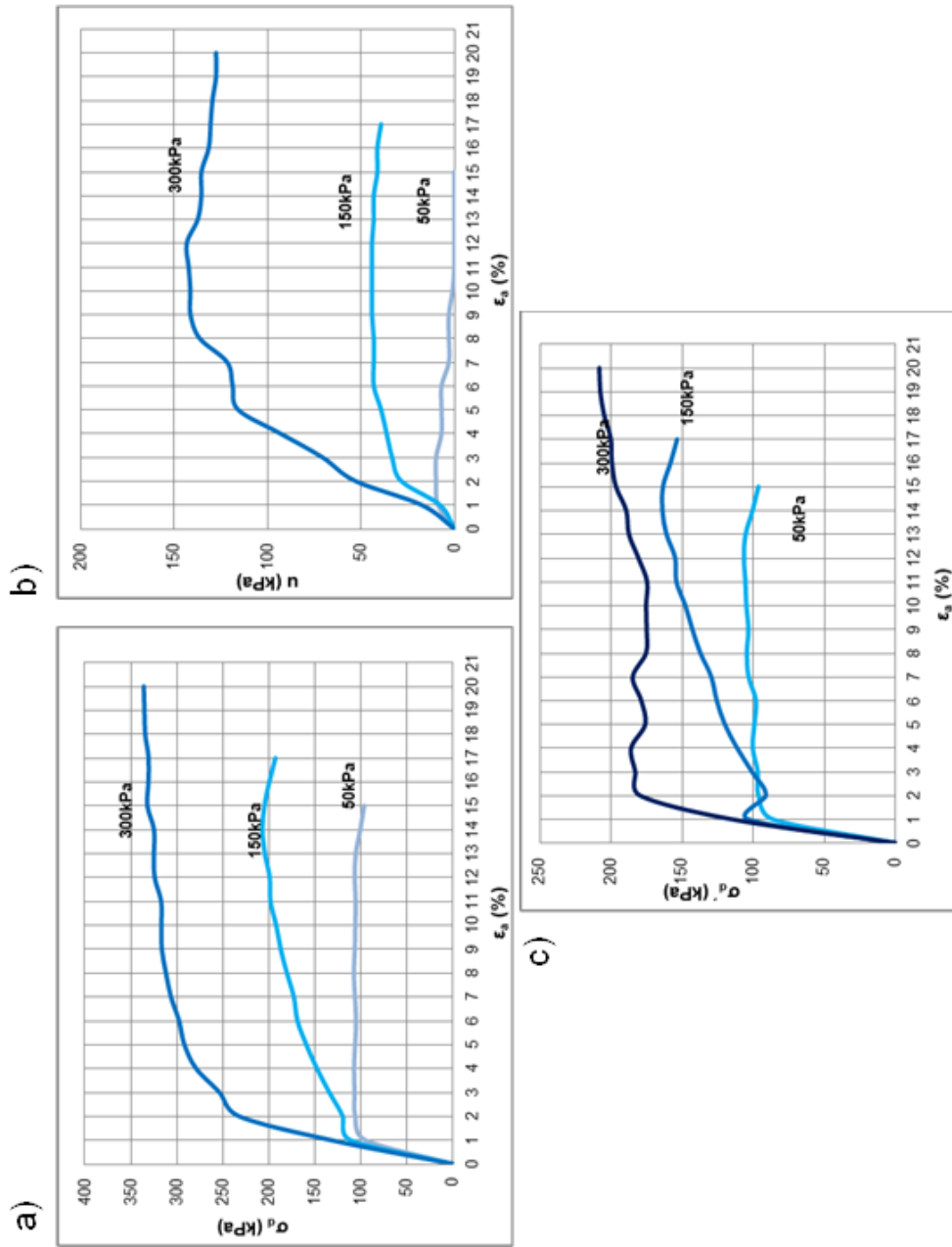


Figura 5.3.7. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG % del lado húmedo con la energía de PN.
Curvas (a) $\sigma_d - \epsilon_a$, (b) $u - \epsilon_a$ y (c) $\sigma'_d - \epsilon_a$.

Como se puede observar en las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ (figura 5.3.7a) las tres probetas poseen un comportamiento elástico en un rango de deformación axial comprendido entre el 0 y el 3% para diferentes presiones de consolidación. En el caso de la probeta con la menor presión efectiva de 50 kPa tiene un comportamiento elasto-plástico. En el caso de las probetas donde σ_3 es mayor (150 y 300 kPa), muestran un comportamiento con una leve tendencia al endurecimiento con el incremento de la deformación. Al igual que las probetas compactadas con la ρ_{dmax} , en la relación $\sigma_d - \varepsilon_a$ no presentan una rotura frágil (comportamiento típico de las AAG *in situ*) por lo que se ha tomado la rotura en una $\varepsilon_a = 10\%$.

En este caso, independientemente de la presión efectiva de confinamiento, el desarrollo de presión intersticial muestra valores positivos (figura 5.3.7b). La presión intersticial se incrementó de manera significativa a medida que se incrementa la presión efectiva de confinamiento y el nivel de deformación axial. En este caso no existe una disminución brusca de las presiones intersticiales como ocurre en la muestra AAG % con ρ_{dmax} (figura 5.3.1b). Se ha deducido que estas muestras del lado húmedo no presentan comportamiento dilatante, aunque la muestra sometida a la menor presión de confinamiento presenta un comportamiento dilatante mínimo.

Como con la muestra AAG % con ρ_{dmax} , se hace preciso considerar la estimación del módulo E_{50} de las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Los resultados de E_{50} se muestran en la tabla 5.3.7 para la muestra AAG % del lado húmedo. En este caso, a mayor presión de confinamiento mayor E_{50} .

Tabla 5.3.7. Módulo E_{50} hallado a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la muestra AAG % del lado húmedo.

Presión de confinamiento (kPa)	Módulo de Young E_{50} (kPa)
50	9540
150	11714
300	12097

Con este análisis se puede concluir que las AAG % compactadas del lado húmedo no experimentan un comportamiento dilatante. Los suelos compactados del lado húmedo poseen una única familia de poros; microporos donde el aire se encuentra ocluido y la fase del agua es continua. El comportamiento plástico que

experimenta la muestra del lado húmedo es debido a la dispersión de las partículas arcillosas en su microfábrica (cada partícula de arcilla actúa de manera independiente) (Mitchell y Soga, 2005) y también es debido a la mayor lubricación ofrecida por la fase continua del agua, facilitando así que estas partículas arcillosas se deslicen unas con otras generando, de este modo, deformación después de la rotura (Khan *et al.*, 2014).

A partir de los datos obtenidos del ensayo triaxial CU se han representado los círculos de Mohr representativos en tensiones totales y efectivas, a partir del criterio de Mohr-Coulomb para la muestra AAG % del lado húmedo como se ilustra en la figura 5.3.8. En este caso, los círculos de Mohr en tensiones efectivas se desplazan hacia la izquierda respecto a los círculos de Mohr en totales ya que las muestras AAG % compactadas del lado húmedo no sufren el fenómeno de hinchamiento.

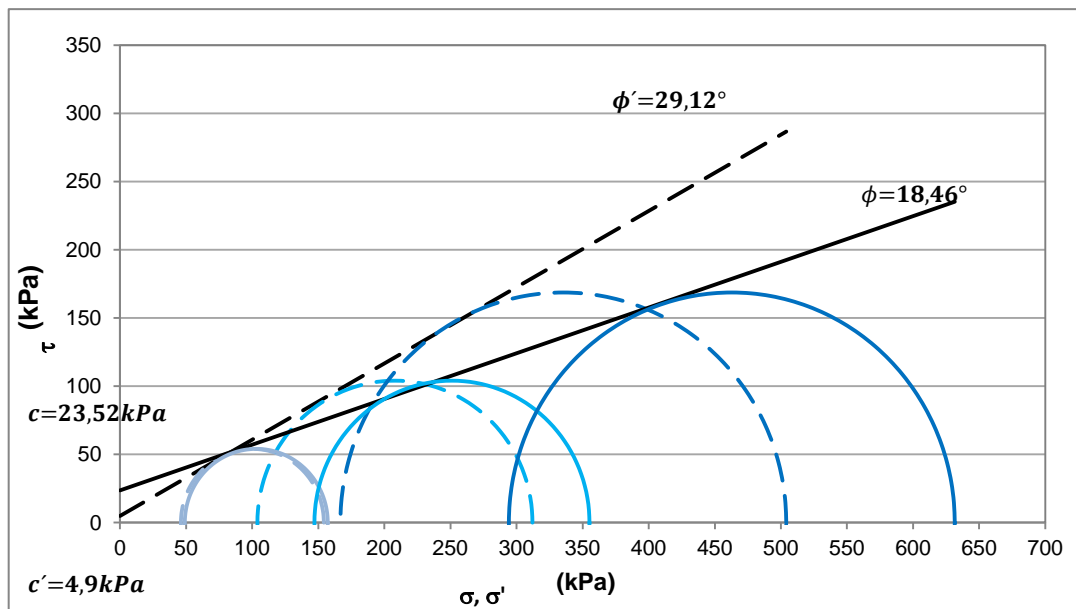


Figura 5.3.8. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG % del lado húmedo.

En cuanto a los parámetros de resistencia obtenidos a partir de estos círculos de Mohr se deduce; el ángulo de rozamiento interno en totales alcanza un valor de $\phi = 18,46^\circ$ y en efectivas de $\phi' = 29,12^\circ$ y la cohesión posee un valor de $c = 23,52 \text{ kPa}$ y en efectivas $c' = 4,9 \text{ kPa}$ como se resume en la tabla 5.3.8. Comparando estos valores con los obtenidos para la muestra AAG % con ρ_{dmax} , se puede observar que la muestra del lado húmedo posee menor cohesión y menor ángulo de rozamiento interno.

Tabla 5.3.8. Parámetros de resistencia de la muestra AAG % del lado húmedo.

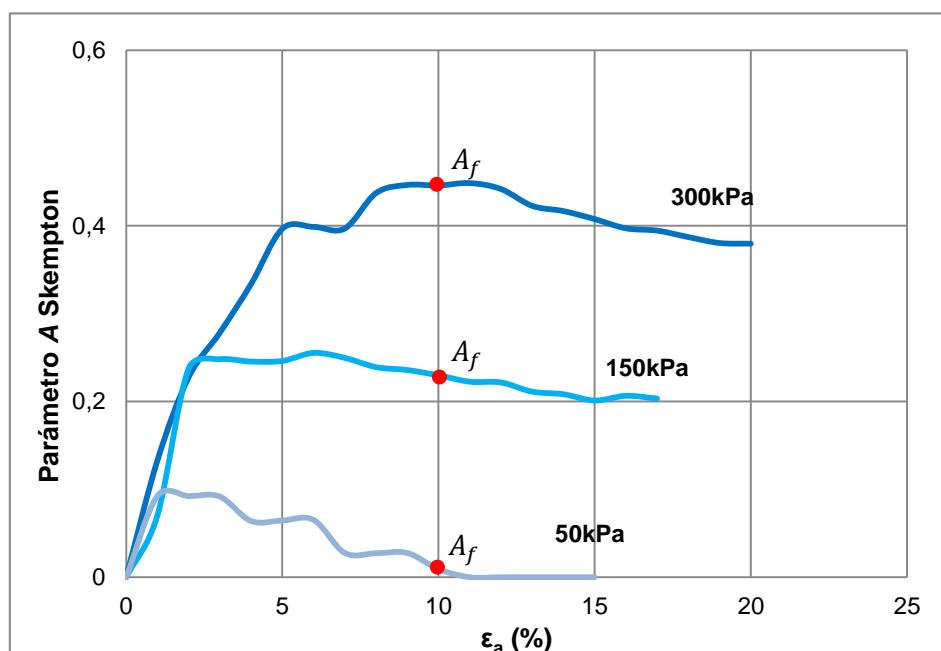
Parámetros	c (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	ϕ' (°)
Lado húmedo	23,52	4,9	18,46	29,12

Como con la muestra AAG %, a partir del ángulo de rozamiento en efectivas (ϕ') se ha calculado el coeficiente de empuje en reposo (k_0) y, posteriormente, el coeficiente de Poisson (ν) como se muestra en la tabla 5.3.9.

Tabla 5.3.9. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG % del lado húmedo.

Parámetros	k_0	ν
Lado húmedo	0,55	0,35

La evolución del parámetro A con la deformación axial (ε_a) se muestra en la figura 5.3.9 para la muestra AAG % del lado húmedo y en el momento de la rotura (A_f) (tomado en $\varepsilon_a = 10\%$)

Figura 5.3.9. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG % del lado húmedo.

En este caso, la AAG % del lado húmedo posee un comportamiento de una arcilla ligeramente sobreconsolidada como se puede apreciar en la figura 5.3.9. En la tabla 5.3.10 se resumen los valores obtenidos del parámetro A_f de Skempton.

Tabla 5.3.10. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG % del lado húmedo.

Presión de confinamiento (kPa)	Parámetro A_f
50	0
150	0,23
300	0,44

De los parámetros de resistencia calculados, además de la representación de los círculos de Mohr, se han expresado los resultados en términos de trayectorias de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales y efectivas, la envolvente de rotura en efectivas y la línea CSL como para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} . Las curvas características para la muestra AAG % del lado húmedo son las siguientes (figura 5.3.10).

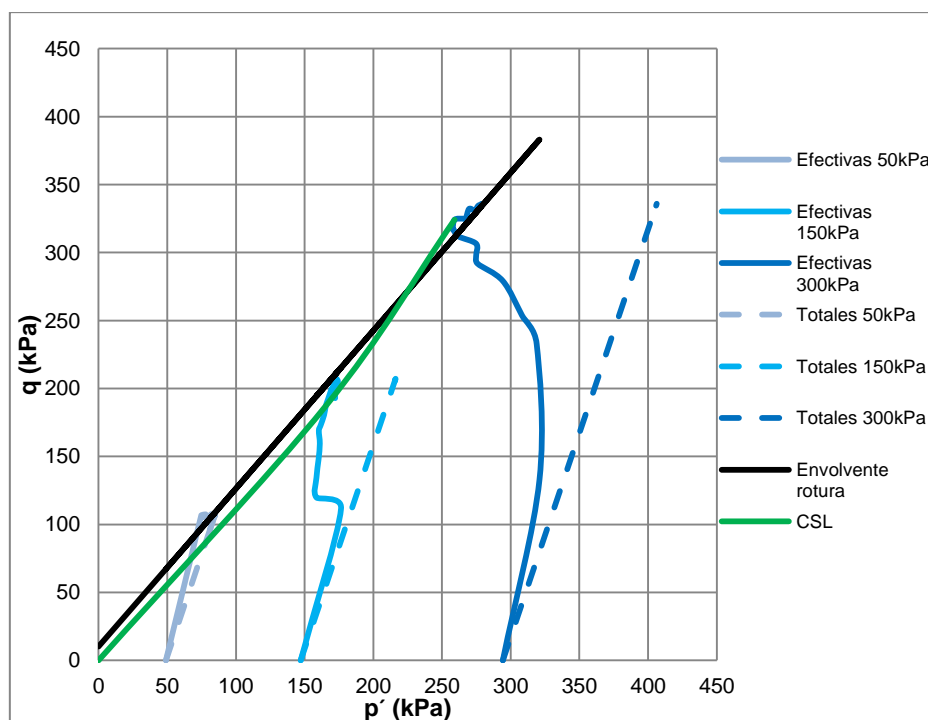


Figura 5.3.10. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG % del lado húmedo.

Este material exhibe un comportamiento contractivo, sin embargo, se puede apreciar en las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de la figura 5.3.7 (a) que las tres probetas poseen un comportamiento elástico en un rango de deformación axial comprendido entre el 0 y el 3%, el cual se puede ver reflejado en la figura 5.3.10 siendo éste el tramo recto de cada una de ellas. En las tres probetas compactadas en la curva $\sigma_d - \varepsilon_a$, después del tramo elástico tienden a suavizar su pendiente, éste cambio se aprecia en los escalones que presentan las trayectorias de tensiones para unos desviadores de 119 kPa, 132 kPa y 232 kPa para las presiones de confinamiento de 50 kPa, 150 kPa y 300 kPa.

En este caso, a partir de la línea CSL se ha obtenido un valor de $\phi' = 30,37^\circ$ (tabla 5.3.11) lo que indica que el ajuste es óptimo.

Tabla 5.3.11. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y de la línea CSL para la muestra AAG % del lado húmedo.

$\phi' (^\circ)$ Mohr-Coulomb	$\phi' (^\circ)$ Línea CSL
29,12	30,37

CAPÍTULO 6. PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS Y ESTABILIZADAS

Los resultados obtenidos de las muestras AAG % compactadas (Capítulo 5) demuestran que, tanto los comportamientos deformacionales como la resistencia (relación tensión desviadora-deformación), dificultarán la utilización de este tipo de materiales en cualquier obra de ingeniería.

Por este motivo, partiendo de la reutilización de estos materiales y de los resultados preliminares en un terraplén de una presa de materiales sueltos pequeña, se optó por el estudio de la mejora del comportamiento geotécnico de las AAG % compactadas con mezclas de materiales granulares.

La proporción del material empleado para la estabilización consta de un 10% y un 20% de arena limpia cuarzo feldespática tamizada (tamaño entre 1,2 mm – 0,075 mm) mezclada con el 90% (AAG-arena 10%) y con el 80% de las AAG (AAG-arena 20%).

6.1. ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS Y ESTABILIZADAS CON 10% DE ARENA

6.1.1. Compactación: relación humedad – densidad seca y microfábrica de las AAG-arena 10 %

En este caso se han mezclado las Arcillas Azules del Guadalquivir con un 10% de arena silíceas. Este procedimiento de estabilización de suelos arcillosos consiste en la mezcla mecánica de un suelo arenoso para lograr así modificar sus propiedades geotécnicas.

La curva de compactación característica de las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG) mezcladas con un 10% de material granular (AAG-arena 10%) se representa en la figura 6.1.1.

Al igual que en el caso de las arcillas compactadas, en este caso también se han llevado a cabo los ensayos tanto de compactación con la energía de PN (figura 6.1.1 a) y con la energía de PM (figura 6.1.1b) además de las curvas de la saturación (S_r) de la densidad máxima y las curvas de 100%.

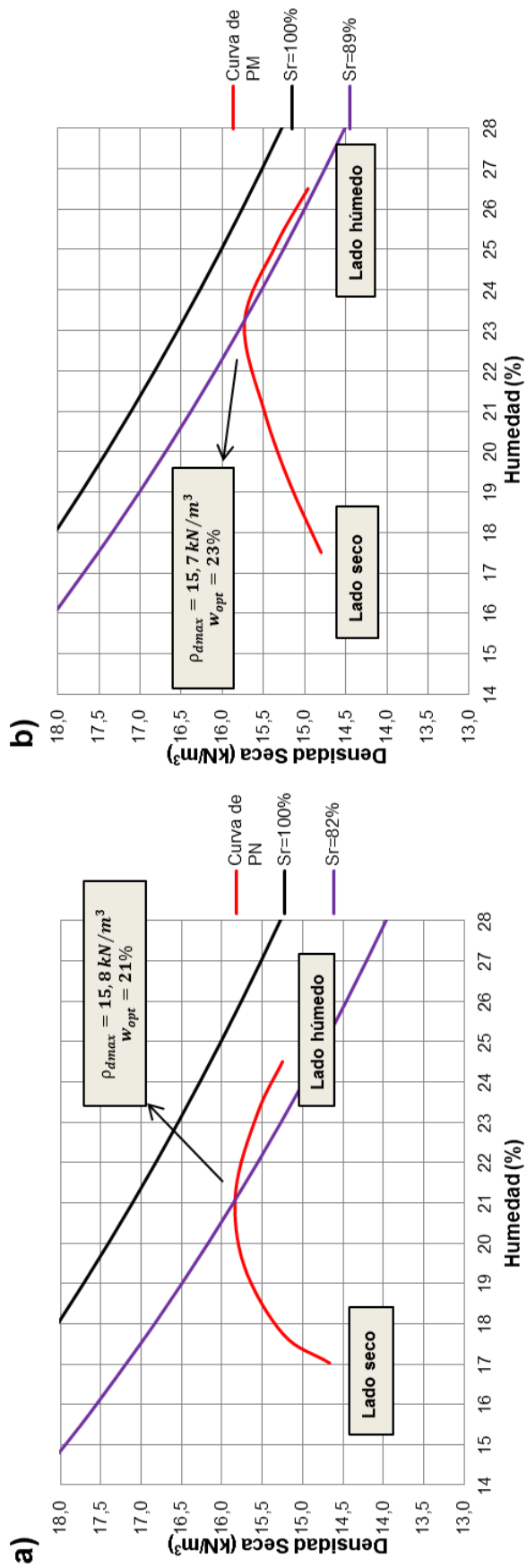


Figura 6.1.1. Curva de compactación representativa para (a) energía de PN y (b) energía de PM correspondientes a las muestras AAG-arena 10%.

Como se observa en la curva representativa de relación densidad seca – humedad ($\rho_d - w$) (figura 6.1.1a y b), la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) tanto para PN como para PM alcanzan valores entorno 15,8 kN/m³ con una humedad óptima que ronda $w = 21 - 23\%$. Con las dos energía de compactación la densidad de la muestra va aumentando con el incremento del contenido de agua hasta alcanzar la ρ_{dmax} para, posteriormente, reducirse. El índice de poros máximo de la AAG-arena 10% compactada es prácticamente similar, de 0,69 para PN y de 0,7 para PM.

Los valores obtenidos para ambas energías de compactación son prácticamente iguales indicando (como con las AAG %) la poca influencia de la energía de compactación en la densidad máxima obtenida.

Comparando estas densidades máximas con lo obtenido en la AAG % se observa un ligero aumento de la ρ_{dmax} (AAG % de 15,2 kN/m³ y AAG-arena 10% de 15,8 kN/m³) indicando la influencia que ejerce la arena en el grado de compactación.

Estas densidades secas máximas también son menores que la densidad seca obtenida para las AAG *in situ* (16,5 kN/m³), aunque está por encima de las AAG alteradas (14,9 kN/m³) (Tsige, 1999). Las humedades óptimas (w_{opt}) del 21% y 23% tienen valores por debajo al límite plástico del suelo.

Como se puede observar, la curva de compactación con la energía de PM (figura 6.1.1b) muestra un máximo mejor definido que la curva de PN (figura 6.1.1a). Esto es debido, probablemente, a que la energía de compactación aplicada (PM) ejerce una mayor concentración de la relación humedad-densidad, por tanto, sobre la densidad del material.

Analizando la curva para la energía de PN (figura 6.1.1a), se observa al principio una pendiente más alta del incremento de la densidad con el incremento del agua (lado seco) para humedades más bajas. Esto es debido a la elevada succión que presenta la muestra con muy bajas humedades que, favorece la formación de una microfábrica abierta y de agregados, hasta llegar a la densidad máxima. Posterior a esa densidad (lado húmedo), también presenta una pendiente baja, en este caso, posiblemente debido a que la probeta posee una saturación alta. La curva representativa para la energía de PM (figura 6.1.1b) posee una pendiente más baja hasta alcanzar el valor de la densidad máxima y, al seguir aumentando la humedad y la densidad disminuye (lado húmedo) con una pendiente también baja.

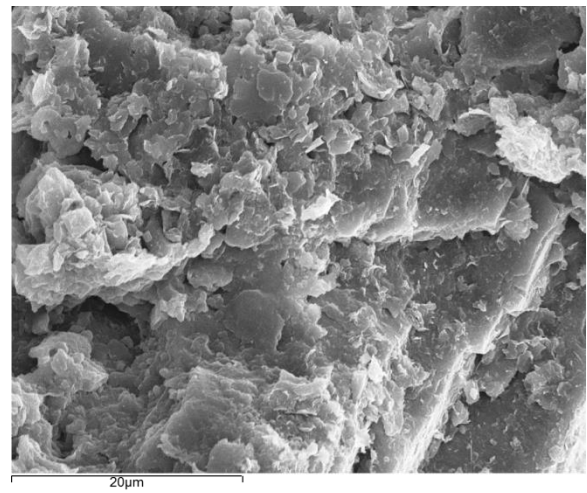
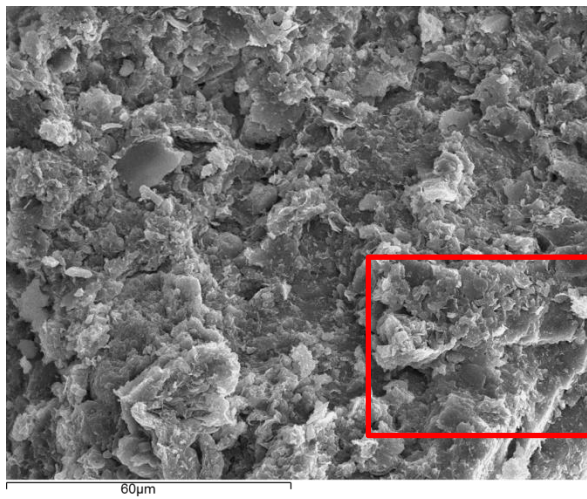
También se han calculado las curvas de la saturación (S_r) de la densidad máxima y las curvas de 100%. Los valores oscilan entre 82% para PN y 89% para PM.

Los resultados obtenidos de las curvas representativas de compactación para las energías de PN y PM se resumen en la tabla 6.1.1.

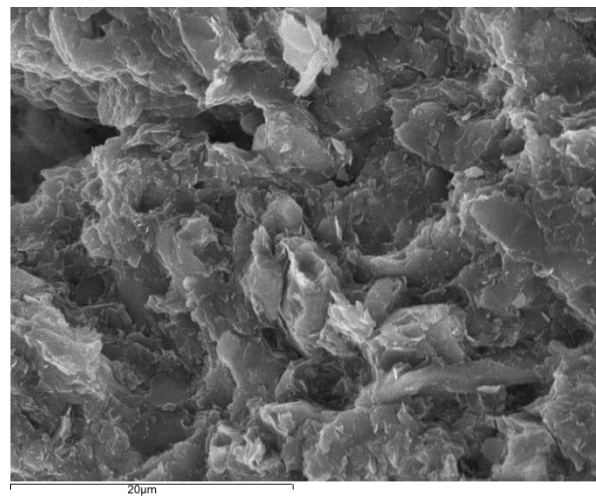
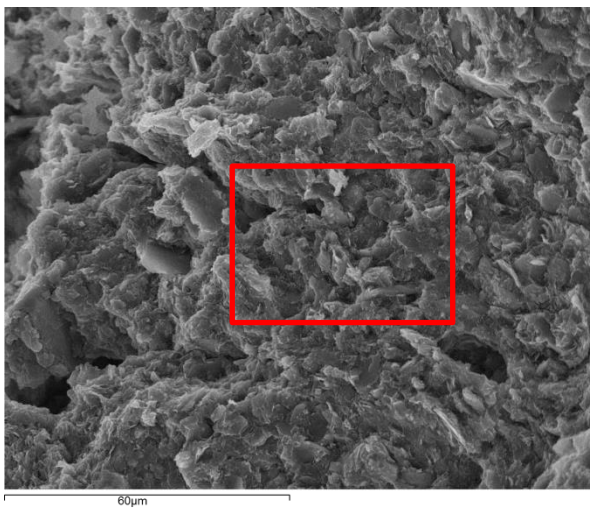
Tabla 6.1.1. Resumen de los resultados de densidades secas máximas (ρ_{dmax}) y humedades óptimas (w_{opt}) para energías de PN y PM de la muestra AAG-arena 10%.

Material	Energía de compactación	ρ_{dmax}	w_{opt}	Saturación ρ_{dmax}	e_{max}
AAG–arena 10%	PN	15,8 kN/m ³	21%	82%	0,69
	PM	15,7 kN/m ³	23%	89%	0,70

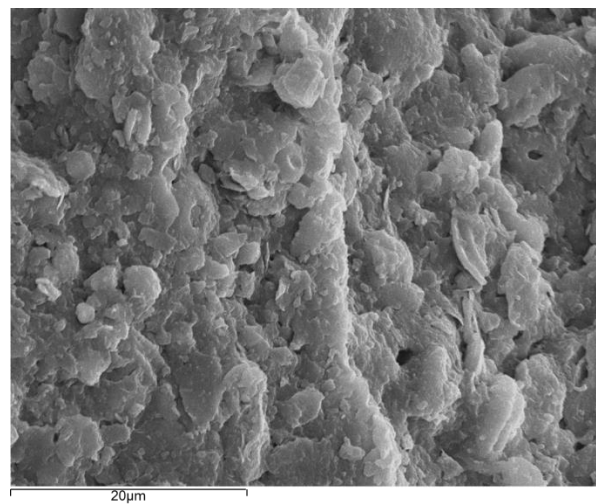
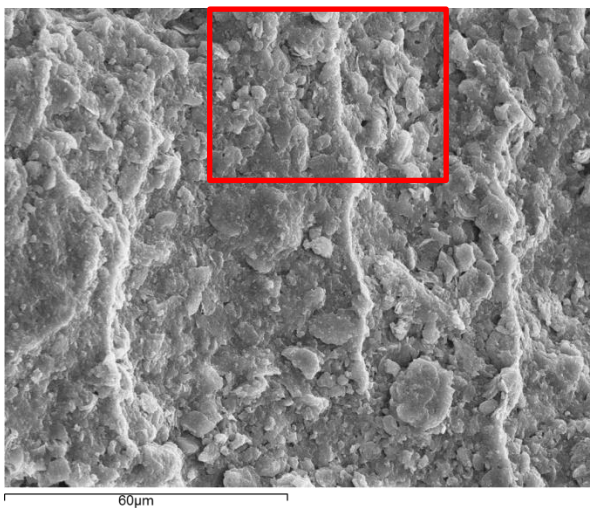
Al igual que en el caso de las AAG % se han estudiado mediante MEB la microfábricas resultante en las tres condiciones de humedad-densidad; lado seco, densidad máxima y lado húmedo (figura 6.1.2).



Probeta lado seco



Probeta ρ_{dmax}



Probeta lado húmedo

Figura 6.1.2. Microfotografía de MEB de la microfábrica de las AAG-arena 10% compactadas.

Cabe destacar del estudio de la microfábrica que la organización de los elementos, tanto del lado seco como en el estado de la densidad máxima, se caracterizan por la formación de agregados relativamente grandes, separados por una porosidad heterométrica importante y con unos conectores sobre todo de arcillas. La porosidad y los agregados de arcilla en las probetas del lado seco son algo mayores que en las muestras con la densidad máxima. Dentro de esta observación, lo más relevante es la existencia de una porosidad abundante que no ha sido superada con la energía de compactación. En los dos casos, los fragmentos de arena se encuentran mezclados con los agregados formando elementos individuales también unidos por puentes de arcilla.

Por otra parte, las probetas del lado húmedo se caracterizan por una microfábrica más homogénea con poca presencia de agregados individualizados y macroporos. El aspecto es de una microfábrica continua de matriz arcillosa dispersa donde los materiales de mayor tamaño se encuentran englobados formando una masa de suelo continuo.

El contacto entre las partículas en este tipo de muestras AAG-arena 10% es más directo como se aprecia en la figura 6.1.3.

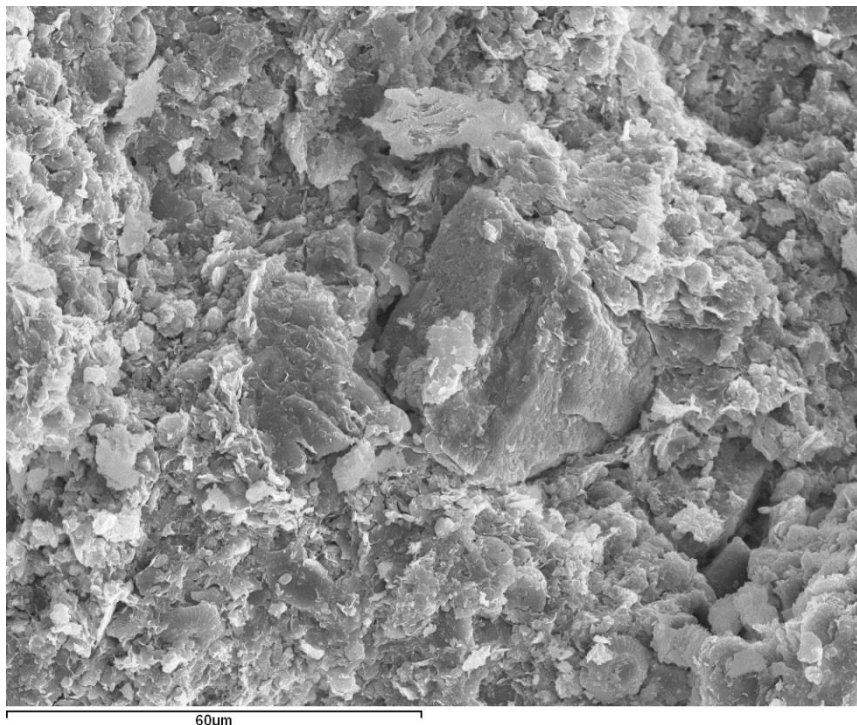


Figura 6.1.3. Microfotografía de la muestra AAG-arena 10% del lado seco.

6.1.2. Compresibilidad y deformabilidad de las AAG-arena 10 %

En el presente apartado se va a exponer el estudio de la deformabilidad y compresibilidad de las probetas compactadas y estabilizadas con un 10% de arena (AAG-arena 10%) en diferentes condiciones de humedad y densidad seca frente a cambios de presiones de consolidación vertical.

Deformabilidad

En el presente estudio también se ha determinado la presión de hinchamiento y el hinchamiento libre de las muestras AAG-arena 10%. En la figura 6.1.4 se muestra la curva obtenida del ensayo edométrico del hinchamiento libre respecto a la presión de hinchamiento de la muestra AAG-arena 10%.

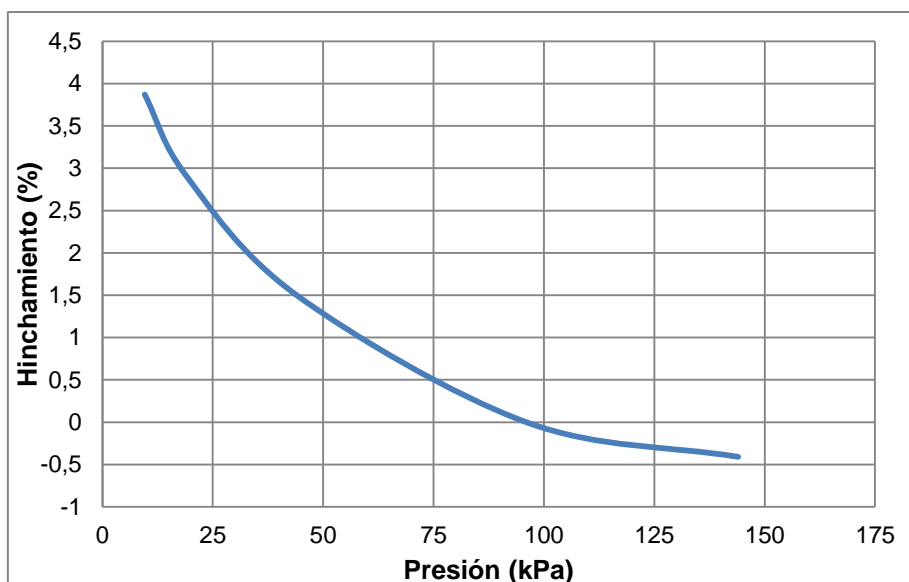


Figura 6.1.4. Curva de hinchamiento de la AAG-arena 10%.

La muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} presenta un porcentaje de hinchamiento del 3,85% y un valor de 98 kPa de presión de hinchamiento. Como con la muestra AAG %, también se han medido las presiones de hinchamiento del lado seco y del lado húmedo, con valores de 130 kPa y 89,9 kPa, respectivamente. Se puede observar que a mayor humedad de compactación, utilizando la misma energía de compactación, la presión de hinchamiento disminuye, mientras que a menor humedad, la presión de hinchamiento aumenta como dedujeron Rico y Del Castillo (1992) y Llique y Guerrero (2014). Al comparar estos datos con los obtenidos de las

AAG % con la ρ_{dmax} (240 kPa de presión de hinchamiento y 7% de hinchamiento libre) se puede observar que los valores para la muestra AAG-arena 10% son inferiores.

Compresibilidad

Al igual que las AAG %, una vez determinadas las características de compactación (relación humedad – densidad seca) se realizó el ensayo edométrico para así obtener las propiedades de compresibilidad del suelo para una carga determinada y la evolución de la deformación en términos del índice de poros (e) con el incremento de las tensiones verticales efectivas (σ_v'). Se ha llevado a cabo el ensayo en tres estados de humedad de la curva de compactación representativa de PN de la AAG-arena 10%; con la ρ_{dmax} y al 95% de la densidad máxima del lado seco y del lado húmedo.

En la figura 6.1.5 se muestran las curvas de consolidación asiento-log(tiempo) obtenidas del ensayo edométrico sometidas a las diferentes cargas.

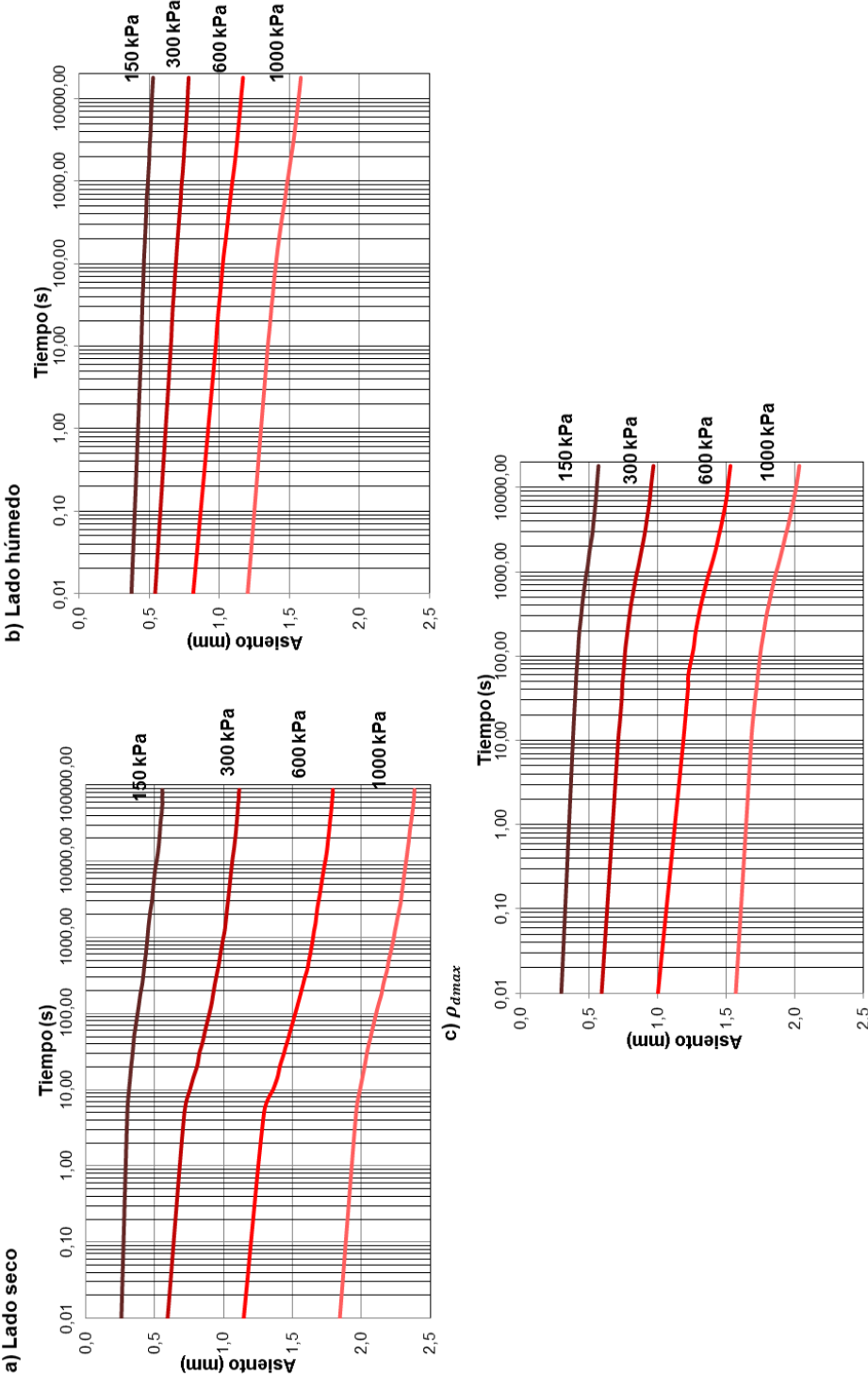


Figura 6.1.5. Curva asiento-log(tiempo) de la muestra AAG-arena 10% compactada (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con la ρ_{dmax} .

Se puede observar en la figura anterior 6.1.5 la tendencia de la deformación con el tiempo en los tres tipos de muestras. Al igual que las AAG %, los suelos con la ρ_{dmax} y del lado seco muestran una curva cóncava hacia abajo, mientras que la tendencia de la muestra del lado húmedo es una reducción más progresiva del asiento.

Como para la muestra AAG % se han representado las curvas de asiento-tiempo en forma de raíz cuadrada del tiempo (\sqrt{t}) (Taylor, 1948). En la figura 6.1.6 se muestra el comportamiento de las probetas del lado seco, del lado húmedo y con la ρ_{dmax} para poder observar con mayor detalle las distintas fases de deformación de los materiales para una carga de 150 kPa.

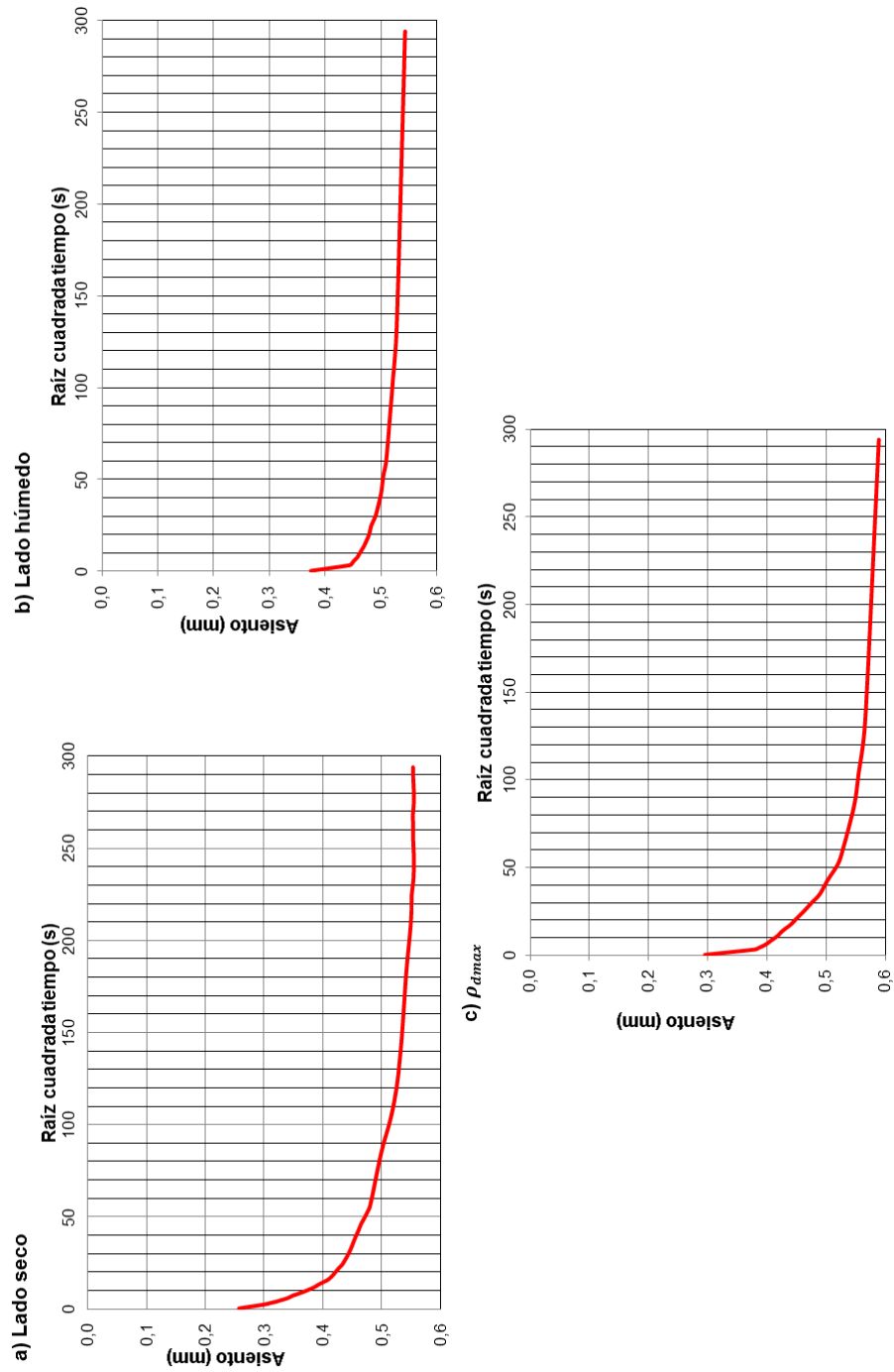


Figura 6.1.6. Curvas asiento- \sqrt{t} de la muestra AAG-arena 10% (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con p_{dmax} para una carga de 150 kPa.

Las gráficas anteriores indican que, como en las muestras AAG %, la consolidación instantánea o elástica es mucho más importante en las muestras del lado seco y densidad máxima. Esta fase elástica se debe fundamentalmente a la destrucción de la microfábrica de los grandes agregados arcillosos observados que pasan a englobar los clastos arenosos. En esta fase también se reduce la mayor parte de la macroporosidad de la muestra.

En este caso, la mayor parte de la compresibilidad para la muestra con la ρ_{dmax} corresponde a la consolidación primaria, no siendo tan significativa esta fase como en la muestra AAG %.

Por último, al igual que en la muestra AAG %, la muestra del lado húmedo es la que posee la mayor consolidación secundaria por ello, la muestra presenta una microfábrica más homogénea y continua.

En la figura 6.1.7 se muestran los datos obtenidos para las distintas probetas (AAG-arena 10% con la densidad máxima, del lado húmedo y del lado seco), donde se presenta la evolución del coeficiente de consolidación “velocidad de asentamiento” (C_v) estimado mediante el método de Casagrande (1936), con el incremento de las tensiones efectivas verticales.

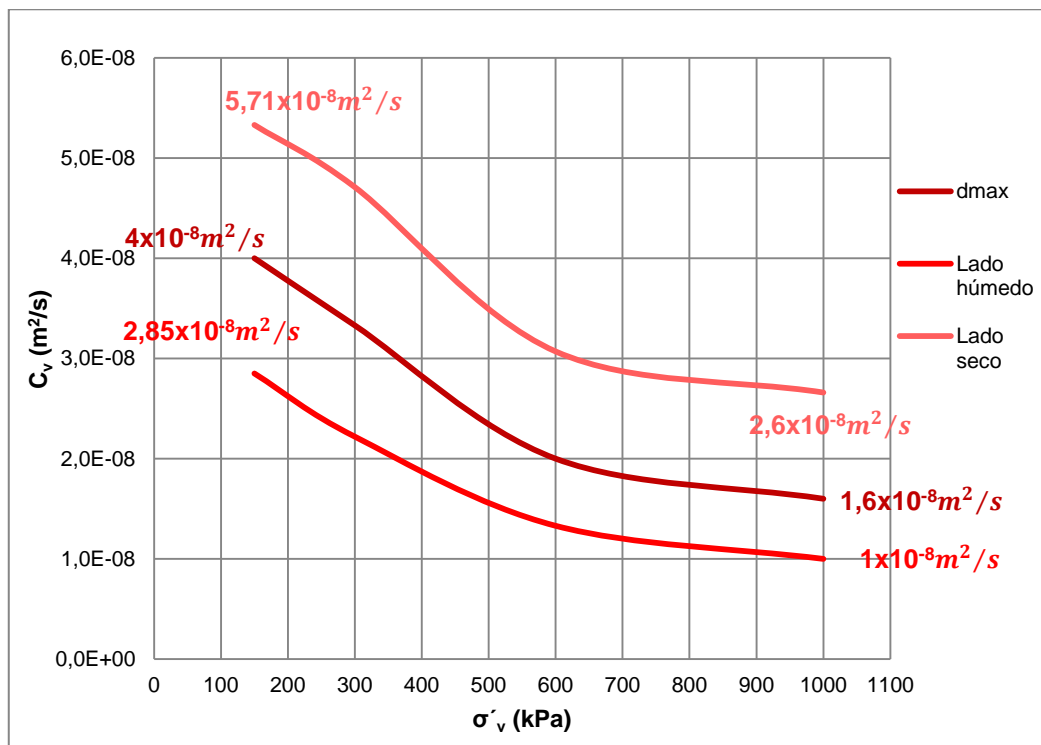


Figura 6.1.7. Relación entre el coeficiente de consolidación (C_v) y la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Como se observa en las gráficas de la figura 6.1.7, se deduce que a medida que aumenta la tensión vertical, las velocidades de deformación son cada vez menores, es decir, la muestra cada vez es más rígida. La muestra compactada del lado seco posee el mayor velocidad de asiento (C_v) debido a los grandes agregados y porosidad heterométrica que conforma la microfábrica de la muestra. Por este motivo, la muestra del lado húmedo es la que posee el menor C_v ya que esta formada por una microfábrica más homogénea.

Esta disipación de las presiones intersticiales que tiene lugar lleva asociada una deformación del suelo que ocasiona una reducción del volumen del mismo, es decir, una disminución del índice de poros. Los valores obtenidos del índice de poros inicial (e_0) para cada tensión vertical efectiva (σ'_v) aplicada, han permitido elaborar las curvas edométricas. En las gráficas de la figura 6.1.8 (a), (b) y (c) se pueden observar las curvas edométricas representativas para los tres tipos de muestras.

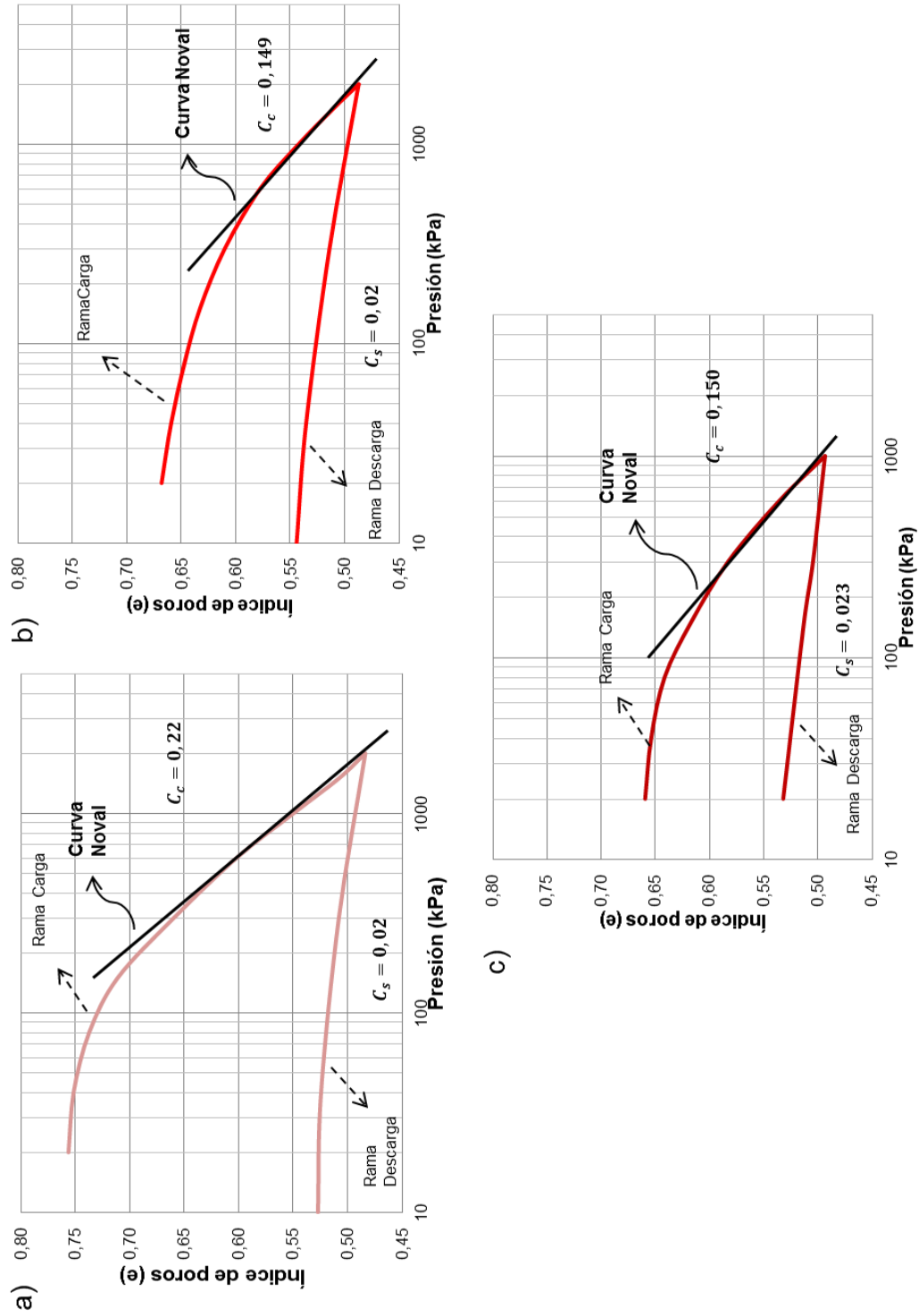


Figura 6.1.8. Curvas edométrica para la muestra AAG-arena 10% (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} .

Para cada muestras AAG-arena 10% se ha estimado el índice de compresión (C_c) y el índice de hinchamiento (C_s). La muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} posee un índice de compresión $C_c = 0,15$, la muestra del lado húmedo de $C_c = 0,149$ y la muestra del lado seco de $C_c = 0,22$ por lo tanto, la mayor compresibilidad es para las muestras compactadas del lado seco. Las muestras con la ρ_{dmax} y del lado húmedo tiene una compresibilidad prácticamente igual. El índice de hinchamiento para la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} es de $C_s = 0,023$ y para la muestra del lado húmedo y del lado seco es de $C_s = 0,02$. Las muestras se recuperan muy poco, poseen una deformación casi permanente.

Comparando los resultados con la muestra AAG % con la ρ_{dmax} se deduce que la compresibilidad del suelo se reduce al introducir un 10% de material granular. Sin embargo, los índices de hinchamiento son muy bajos para ambos casos.

Las curvas de las tres muestras comienzan con un tramo horizontal (con muy poca variación del índice de poros) que se mantiene estable hasta una presión efectiva de 100 kPa para ρ_{dmax} , 60 kPa para el lado húmedo y 130 kPa para el lado seco.

Se han resumido los valores estimados de las curva edométricas de e_o , e_f , C_c y C_s en la tabla 6.1.2 además de los valores de las presiones de preconsolidación.

Tabla 6.1.2. Valores obtenidos del ensayo edométrico para e_o , e_f , C_c , C_s y presión de preconsolidación para las muestras AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Parámetros	Lado seco	ρ_{dmax}	Lado húmedo
Índice poros inicial (e_o)	0,76	0,66	0,67
Índice poros final (e_f)	0,52	0,53	0,54
Índice compresión (C_c)	0,22	0,150	0,149
Índice hinchamiento (C_s)	0,02	0,023	0,02
Presión preconsolidación (kPa)	127	98	59

A partir de estos datos, también se han estimado varios parámetros de deformabilidad (E_m y k) siguiendo las teorías de consolidación de Terzaghi (1943). Además, se aborda una comparativa de estos datos con el incremento de las tensiones efectivas verticales para estudiar la evolución de cada uno de estos parámetros.

Se ha calculado el módulo edométrico (E_m) (fórmula [4.5]) y el coeficiente de permeabilidad (k) (fórmula [4.6]) en cada escalón de carga vertical para las muestras AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} (figura 6.1.9), del lado húmedo (figura 6.1.10 (a)) y del lado seco (figura 6.1.10 (b)).

$$E_m = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e} (1 + e_0) \quad [4.5]$$

$$k = \frac{\gamma_w c_v}{E_m} \quad [4.6]$$

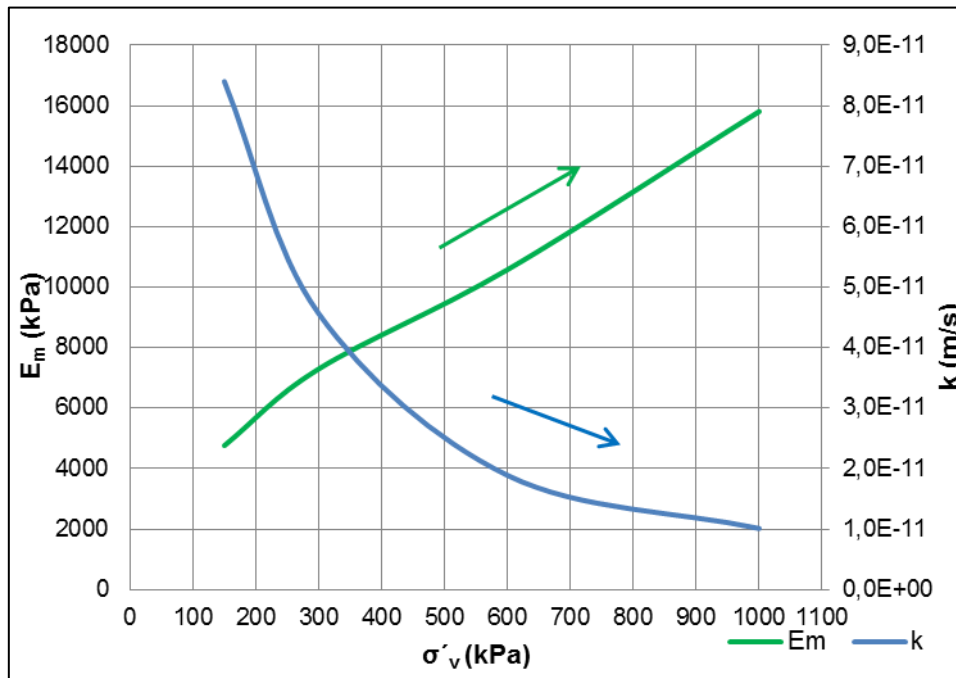


Figura 6.1.9. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

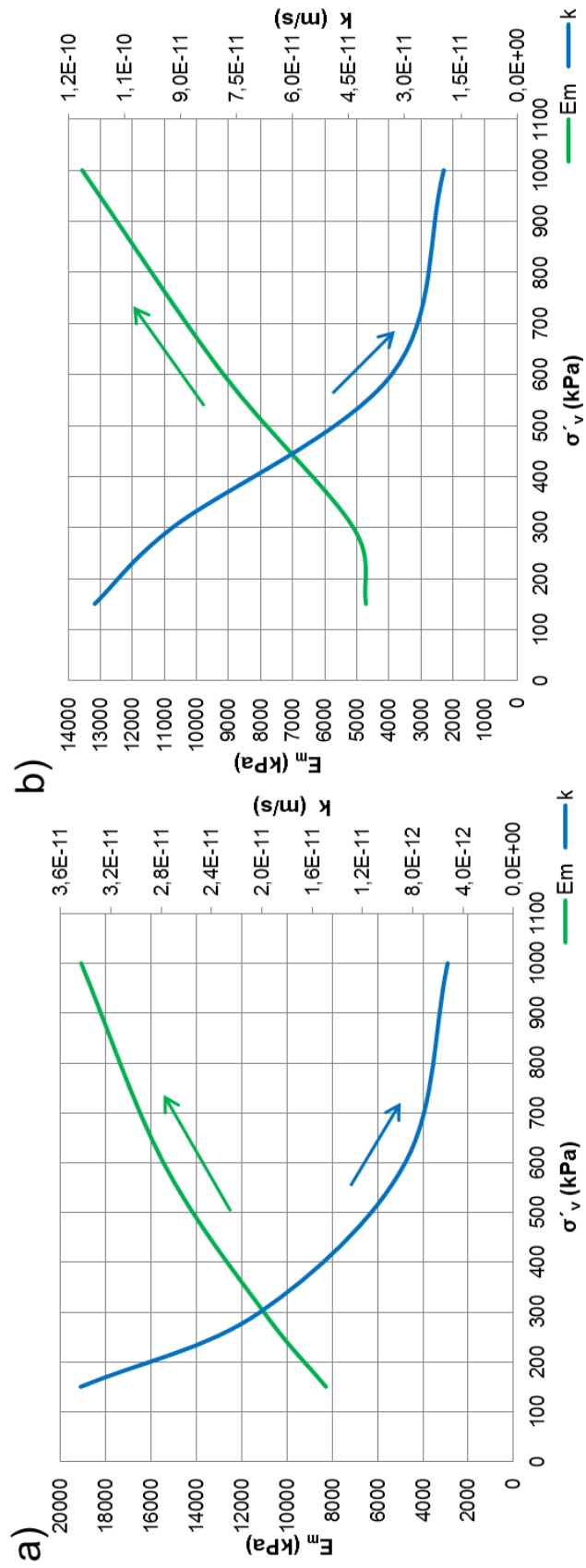


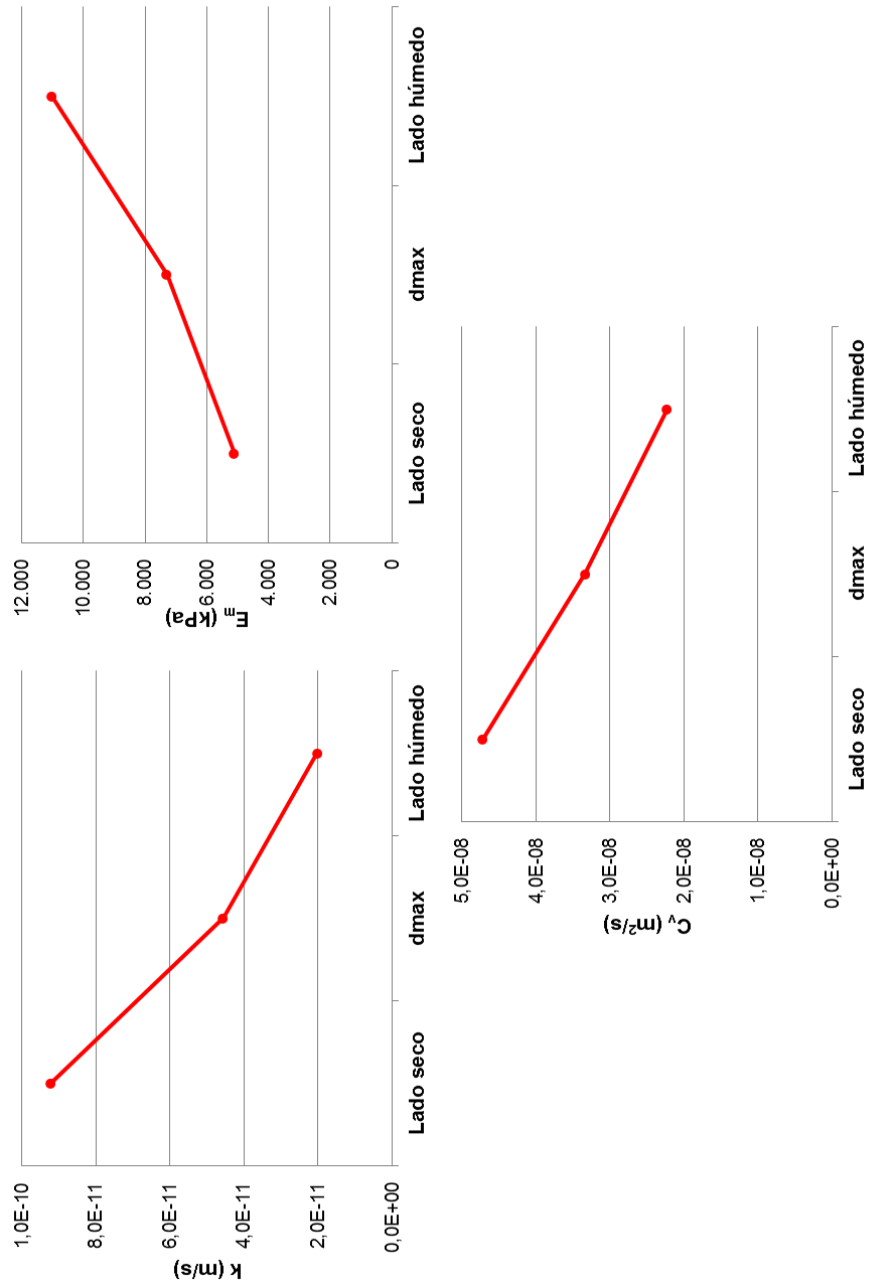
Figura 6.1.10. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG-arena 10% (a) del lado húmedo y (b) del lado seco.

Como se deduce de las figuras anteriores (6.1.9, 6.1.10 a y b), a medida que la tensión vertical efectiva aumenta, E_m es cada vez mayor en los tres tipos de muestras lo que indica que el suelo es cada vez más rígido. La muestra compactada del lado húmedo, para una carga de 1000 kPa posee la mayor rigidez ($E_m = 19093$ kPa), seguido de la muestra con la ρ_{dmax} ($E_m = 15810$ kPa) mientras que la que posee menor rigidez es la muestra del lado seco ($E_m = 13573$ kPa).

A su vez, el coeficiente de permeabilidad (k) tiende a disminuir de forma importante a medida que aumenta la tensión vertical efectiva. La muestra AAG-arena 10% del lado seco es la que posee una mayor permeabilidad ($k = 1,96 \times 10^{-11}$ m/s), seguido de la muestra con la ρ_{dmax} ($k = 1,01 \times 10^{-11}$ m/s) y la que presenta una menor permeabilidad es la muestra del lado húmedo ($k = 5,24 \times 10^{-12}$ m/s).

El resultado de estos parámetros concuerda con lo observado en la microfábrica de las muestras con una microfábrica con una porosidad heterométrica y grandes agregados arcillosos mezclados con la arena del lado seco (con una menor rigidez y mayor permeabilidad), con la ρ_{dmax} esta porosidad se reduce y del lado húmedo la microfábrica es más homogénea (la muestra adquiere una rigidez mayor con un coeficiente de permeabilidad menor).

Se puede concluir que las muestras poseen una rigidización del material, es decir, una reducción de la porosidad, a tensiones verticales efectivas bajas, en torno a 300 – 400 kPa. En la figura 6.1.11 se muestra, para la carga de 300 kPa la evolución de C_v , k y E_m con las distintas humedades del estudio.

Figura 6.1.11. Evolución de C_v , E_m y k para una carga de 300 kPa para la AAG-arena 10%.

El comportamiento de las AAG-arena 10% para los distintos estados de humedad es similar al de las AAG %; el E_m aumenta, el C_v y el k se reduce a medida que aumenta la tensión vertical efectiva. Comparando los resultados de las AAG-arena 10% con la muestra AAG % con las densidades máximas se puede concluir que el suelo posee un coeficiente de permeabilidad ligeramente superior y una mayor rigidez con la introducción de un 10% de material granular en su mezcla.

En la tabla 6.1.3 se resumen los valores estimados del ensayo de compresibilidad edométrico para las muestras AAG-arena 10% con la densidad máxima, del lado húmedo y del lado seco.

Tabla 6.1.3. Valores obtenidos para C_v , E_m y k en cada escalón de carga para las muestras AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Parámetro		150 kPa	300 kPa	600 kPa	1000 kPa
Lado seco	C_v (m ² /s)	5,33x10 ⁻⁸	4,71x10 ⁻⁸	3,07x10 ⁻⁸	2,66x10 ⁻⁸
	E_m (kPa)	4717	5113	9164	13573
	k (m/s)	1,13x10 ⁻¹⁰	9,21x10 ⁻¹¹	3,35x10 ⁻¹¹	1,96x10 ⁻¹¹
Densidad máxima (ρ_{dmax})	C_v (m ² /s)	4 x10 ⁻⁸	3,33 x10 ⁻⁸	2 x10 ⁻⁸	1,60x10 ⁻⁸
	E_m (kPa)	4762	7299	10582	15810
	k (m/s)	8,40x10 ⁻¹¹	4,56x10 ⁻¹¹	1,89x10 ⁻¹¹	1,01x10 ⁻¹¹
Lado húmedo	C_v (m ² /s)	2,85x10 ⁻⁸	2,22x10 ⁻⁸	1,33x10 ⁻⁸	1x10 ⁻⁸
	E_m (kPa)	8284	11029	15464	19093
	k (m/s)	3,44x10 ⁻¹¹	2,01x10 ⁻¹¹	8,6x10 ⁻¹²	5,24x10 ⁻¹²

6.1.3. Parámetros de resistencia de las AAG-arena 10%

Como en el caso de la muestra AAG %, se ha llevado a cabo la determinación de los parámetros de resistencia en el estado de la densidad máxima (ρ_{dmax}) y del lado húmedo de la curva de compactación de las AAG-arena 10%.

Para ello se han realizado los ensayos triaxiales consolidados - sin drenaje (CU) con medida de presión intersticial. Además de los parámetros de resistencia; cohesión (c) y ángulo de rozamiento interno (ϕ), se han determinado otros parámetros que ayudan a explicar el comportamiento tenso deformacional de los materiales; dilatancia (ψ), módulo de elasticidad (E_{50}), coeficiente de Poisson (ν) y el parámetro A de Skempton. También se han representado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ utilizando el método de M.I.T. (Massachusetts Institute Technology, U.S.A, Lambe y Whitman, 1979).

6.1.3.1. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas con la densidad máxima (ρ_{dmax})

En la figura 6.1.12 (a), (b) y (c) se muestra el comportamiento del esfuerzo desviador en totales (σ_d), el desarrollo de presión intersticial (u) y la relación esfuerzo desviador en efectivas (σ'_d) respecto a la deformación (ε_a) para las diferentes presiones de confinamiento (50, 100 y 300 kPa). Para la representación de las curvas $u - \varepsilon_a$ se han reajustado desde 0 kPa pero deberían corresponder al valor de la presión de cola del ensayo triaxial.

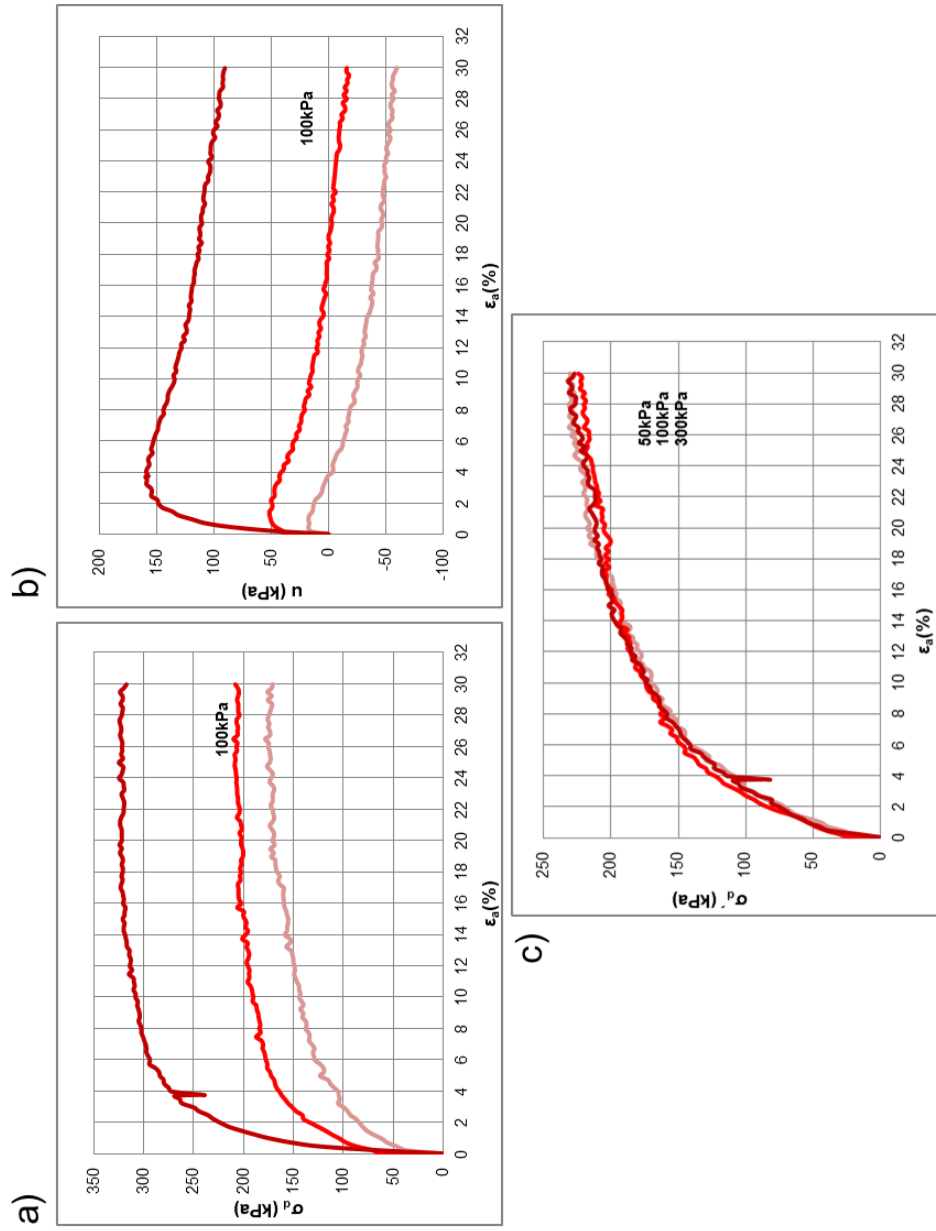


Figura 6.1.12. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} con la energía de PN.

Curvas (a) $\sigma_d - \epsilon_a$, (b) $u - \epsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \epsilon_a$.

En la gráfica (a) de la figura 6.1.12 se refleja de forma muy ilustrativa el comportamiento plástico del suelo para las distintas tensiones de confinamiento. Como se ha observado en la microfábrica de las muestras, con la introducción de material granular las partículas arenosas impiden esa reorientación (que presentaba la muestra AAG %), por tanto, la rigidización.

En cuanto a la evolución de la presión intersticial en la muestra AAG-arena 10% figura 6.1.12 (b), como en el caso de la muestra AAG %, el material presenta una ligera tendencia a la contracción al inicio del ensayo hasta el 1% de deformación axial para las muestras sometidas a 50 y 100 kPa de presión de confinamiento y del 4% para la muestra sometida a 300 kPa, para luego exhibir un comportamiento dilatante. Estas muestras poseen un comportamiento $u - \varepsilon_a$ similar al de las probetas AAG % con la ρ_{dmax} .

Este comportamiento que generan las muestras AAG-arena 10% sometidas a las distintas tensiones de confinamiento hace preciso considerar la dilatancia (ψ) del material. A partir de la dilatancia definida por Rowe (1962) se ha obtenido un valor de 1° para las tres probetas.

Se ha estimado el módulo de elasticidad (E) de las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ (figura 6.1.12c) a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Los resultados del cálculo de los parámetros obtenidos de estas gráficas de relación de esfuerzos con la deformación se muestran en la tabla 6.1.4.

Tabla 6.1.4. Parámetros obtenidos de las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ en el ensayo triaxial CU de la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} .

Presión de confinamiento (kPa)	Presión intersticial (kPa)		Dilatancia ψ ($^\circ$)	Módulo de Young E_{50} (kPa)
	Máximas	Finales		
50	18	-59	1	3163,63
100	51	-17	1	3648,21
300	160	90	1	3234,37

A partir de estos resultados se deduce que las AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} poseen una ligera tendencia dilatante con un comportamiento plástico. El módulo de Young (E_{50}) apenas varía con el aumento de la presión de confinamiento.

Los datos obtenidos del ensayo triaxial se han representado de acuerdo con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb en tensiones totales y efectivas para las tres probetas ensayadas a diferente presión de confinamiento (50, 100 y 300 kPa). A partir de los círculos de Mohr obtenidos se han obtenido las envolventes de rotura y se han calculado la cohesión (c, c') y el ángulo de rozamiento interno (ϕ, ϕ') en esfuerzos totales y efectivos (figura 6.1.13).

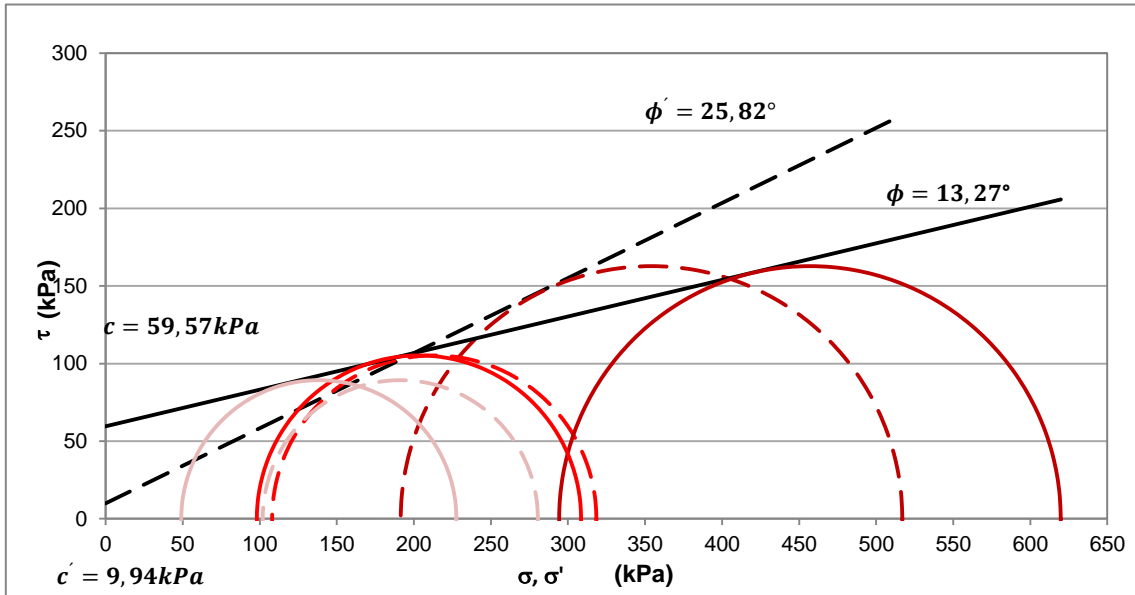


Figura 6.1.13. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} .

El resultado obtenido en la figura 6.1.13 muestra el efecto de hinchamiento que experimentan las muestras sometidas a bajas tensiones de confinamiento (50 y 100 kPa), ya que los círculos de Mohr en tensiones efectivas (línea discontinua) se encuentran desplazados hacia la derecha respecto a los círculos en totales (línea continua) como ocurre en las AAG % con la ρ_{dmax} .

A partir de estos círculos de Mohr se han estimado los parámetros de resistencia; la cohesión posee un valor de $c = 59,57 \text{ kPa}$ en totales y de $c' = 9,94 \text{ kPa}$ y el ángulo de rozamiento interno en totales alcanza un valor de $\phi = 13,27^\circ$ y de $\phi' = 25,82^\circ$ en efectivas (tabla 6.1.5). Como era de esperar, existe una gran diferencia entre los círculos de Mohr de las presiones totales y las efectivas correspondientes a las probetas consolidadas a σ_3 bajas (figura 6.1.13). Ello hace que la envolvente de Mohr correspondiente a las presiones efectivas defina un ángulo mucho mayor.

Comparando los resultados con la muestra AAG % con la ρ_{dmax} , para la AAG-arena 10% la cohesión es superior y el ángulo de rozamiento interno es inferior.

Tabla 6.1.5. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

Parámetros	c (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	ϕ' (°)
ρ_{dmax}	59,57	9,94	13,27	25,82

Al igual que en la muestra AAG %, también se ha estimado el coeficiente de empuje en reposo (k_0) empleando el ángulo de rozamiento interno en efectivas (ϕ') (Capítulo 5) y el coeficiente de Poisson (ν) como se muestran en la tabla 6.1.6.

Tabla 6.1.6. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} .

Parámetros	k_0	ν
ρ_{dmax}	0,60	0,37

También se han calculado la evolución del parámetro A de Skempton con la deformación axial (ε_a) como se observa en la gráfica de la figura 6.1.14 y en el momento de la rotura (A_f) (tomado en $\varepsilon_a = 10\%$).

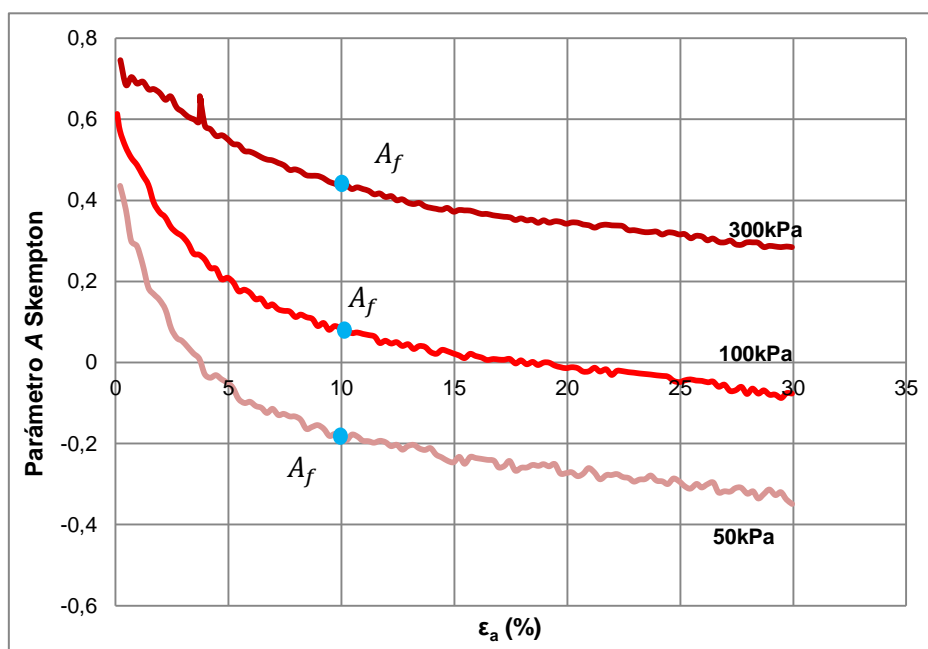


Figura 6.1.14. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

A partir de los valores del coeficiente A_f de Skempton (1954) para distintos tipos de suelos, como se ha definido en el Capítulo 5 (tabla 5.3.4), en la figura 6.1.14 se reflejan que las muestras AAG-arena 10% sometidas a 50 y 100 kPa de presión de confinamiento poseen un comportamiento de una arcilla sobreconsolidada. La muestra sometida a la mayor presión de confinamiento (300 kPa) muestra un comportamiento de una arcilla ligeramente sobreconsolidada. Este comportamiento de las probetas es similar al de las muestras AAG % con la ρ_{dmax} . En la tabla 6.1.7 se resumen los valores obtenidos del parámetro A_f .

Tabla 6.1.7. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

Presión de confinamiento (kPa)	Parámetro A_f
50	-0,18
100	0,08
300	0,44

De estos datos calculados, además de la representación de los círculos de Mohr, se han dibujado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ utilizando el método de M.I.T. (Massachusetts Institute Technology, U.S.A, Lambe y Whitman, 1979). También se han representado la envolvente lineal de rotura deducida de la relación para el espacio de Cambridge y la representación de la Línea de Estado Crítico (CSL en la literatura internacional) (figura 6.1.15).

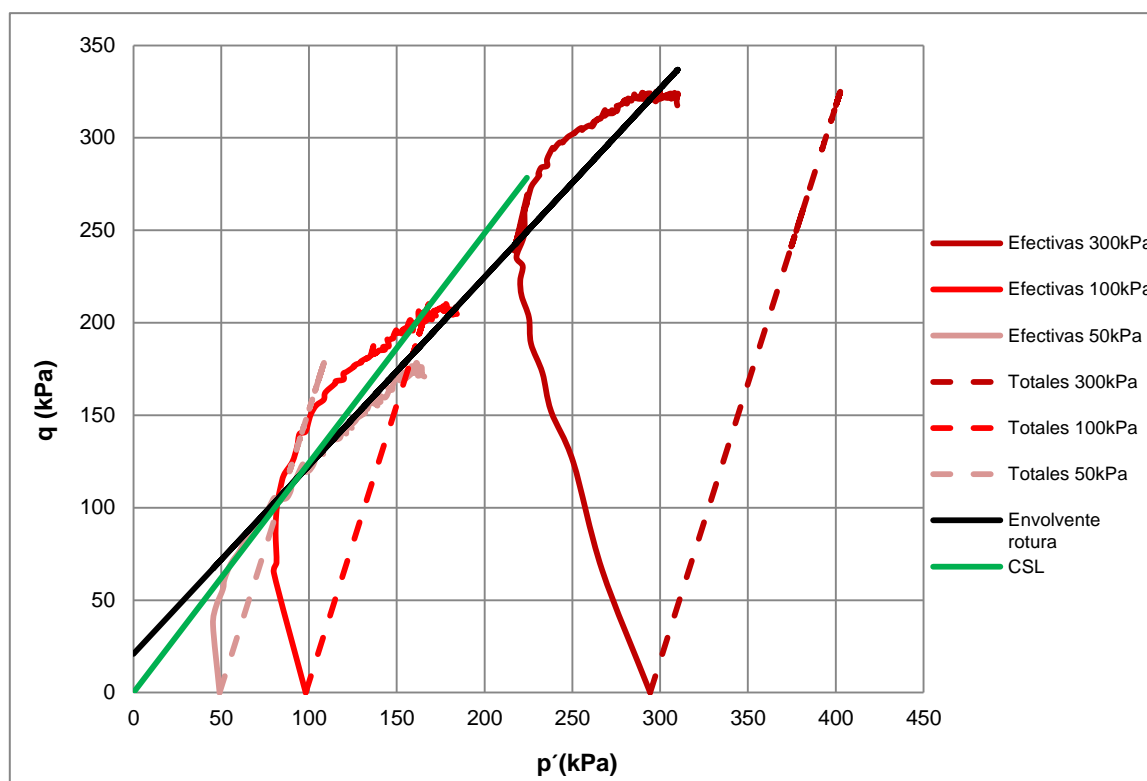


Figura 6.1.15. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

De acuerdo a estos gráficos, podemos resaltar que para bajas presiones de confinamiento (50 y 100 kPa) el material al principio del ensayo posee un comportamiento contractivo y, posteriormente, según se va aumentando el desviador, pasa a tener un comportamiento dilatante. Sin embargo, para el material sometido a la mayor presión de confinamiento (300 kPa) tiene un comportamiento contractivo. En este caso, se ha trazado la línea CSL de la cual se ha obtenido un valor de $\phi' = 30,95^\circ$ (tabla 6.1.8). Las curvas de las trayectorias de tensiones para σ_3 de 100 y 300 kPa muestran que estas probetas entran al estado de fluencia (viscosidad) ya que sus trayectorias de tensiones se encuentran por encima de la envolvente de rotura.

Tabla 6.1.8. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y línea CSL para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

$\phi' (^\circ)$ Mohr-Coulomb	$\phi' (^\circ)$ Línea CSL
25,82	30,95

6.1.3.2. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas del lado húmedo

Una vez expuestos los resultados obtenidos para la muestra AAG-arena 10% con la densidad máxima, las siguientes curvas características de la figura 6.1.16 (a), (b) y (c) muestran el comportamiento del esfuerzo desviador en totales (σ_d), el desarrollo de la presión de poros (u) y la relación esfuerzo desviador en efectivas (σ'_d) respecto a la deformación (ε_a) exhibido por la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo para 50, 150 y 300 kPa de presiones efectivas de confinamiento. Para la representación de las curvas $u - \varepsilon_a$ se han reajustado desde 0 kPa pero deberían corresponder al valor de la presión de cola del ensayo triaxial.

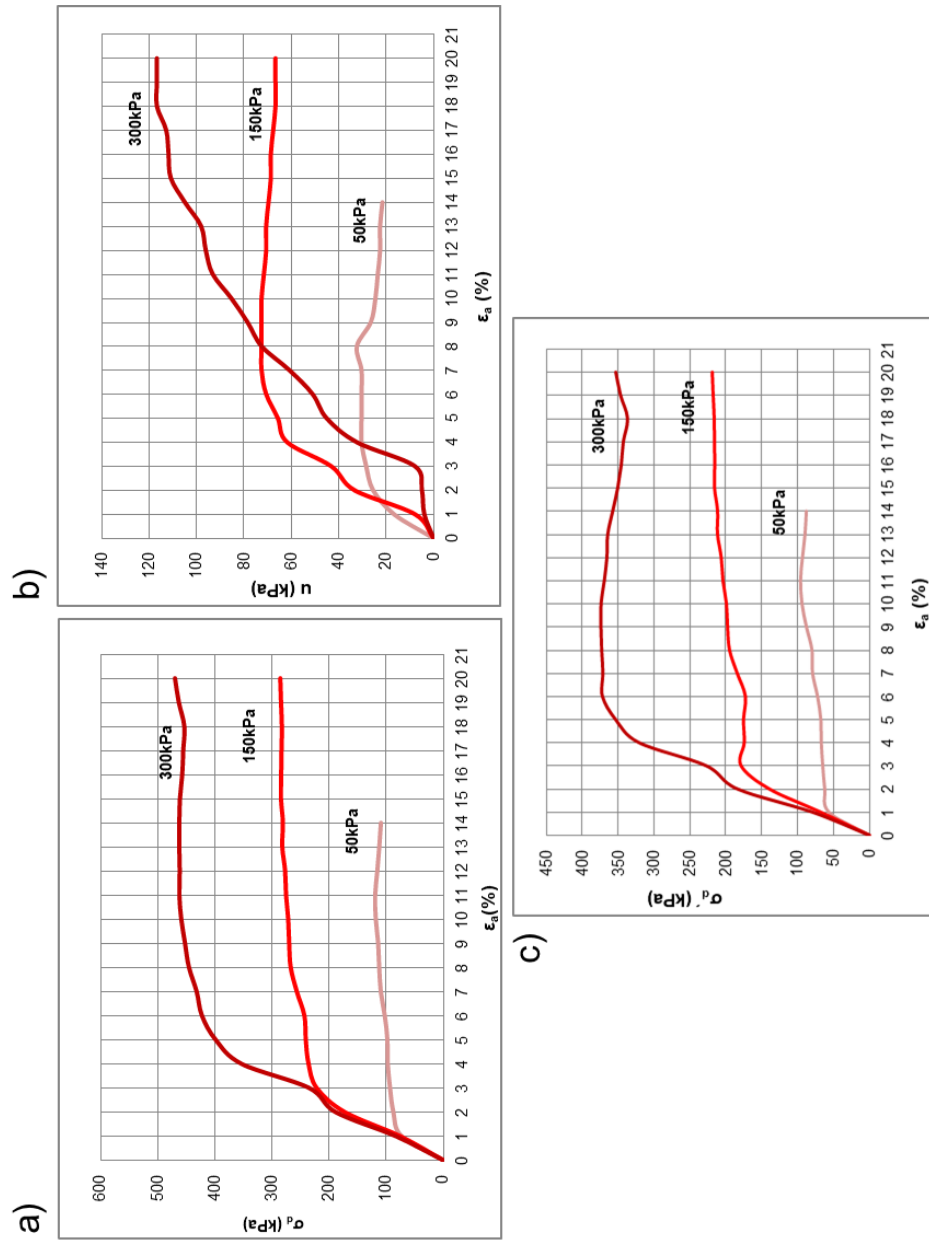


Figura 6.1.16. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo con la energía de PN. Curvas (a) $\sigma_d - \epsilon_a$, (b) $u - \epsilon_a$ y (c) $\sigma_d' - \epsilon_a$.

El resultado ilustrado en las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ para las distintas tensiones de confinamiento de la figura 6.1.16 (a) indica que el suelo tiene un comportamiento plástico para las distintas tensiones de confinamiento.

En este caso, independientemente de la presión efectiva de confinamiento, la presión intersticial muestra valores positivos (figura 6.1.16b). La presión de poros aumentó de manera significativa en la medida en que se incrementaba la presión efectiva de confinamiento y el nivel de deformación axial. En este caso no existe una disminución brusca de las presiones intersticiales como ocurre en la muestra AAG-arena 10% con ρ_{dmax} (figura 6.1.12b). Como tal, estas muestras del lado húmedo no poseen comportamiento de tipo dilatante. Estas muestras poseen un comportamiento $u - \varepsilon_a$ similar al de las probetas AAG % del lado húmedo.

Se ha estimado del módulo E_{50} de las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Los valores correspondientes a esta estimación de E_{50} se muestran en la tabla 6.1.9.

Tabla 6.1.9. Módulo E_{50} hallado a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

Presión de confinamiento (kPa)	Módulo de Young E_{50} (kPa)
50	6107,14
150	6813,38
300	9146,74

Como ocurre con la muestra AAG % del lado húmedo, la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo no experimenta un comportamiento dilatante. La muestra posee un comportamiento plástico debido a la dispersión de las partículas arcillosas y arenosas en su microfábrica por la mayor lubricación de la fase continua del agua, facilitando así que estas partículas arcillosas y arenosas se deslicen unas impidiendo esa reorientación, por tanto la rigidización.

Una vez realizado el análisis de los datos obtenidos del ensayo triaxial CU se han representado los círculos de Mohr característicos para cada tensión de confinamiento en tensiones totales y efectivas como se ilustra en la figura 6.1.17.

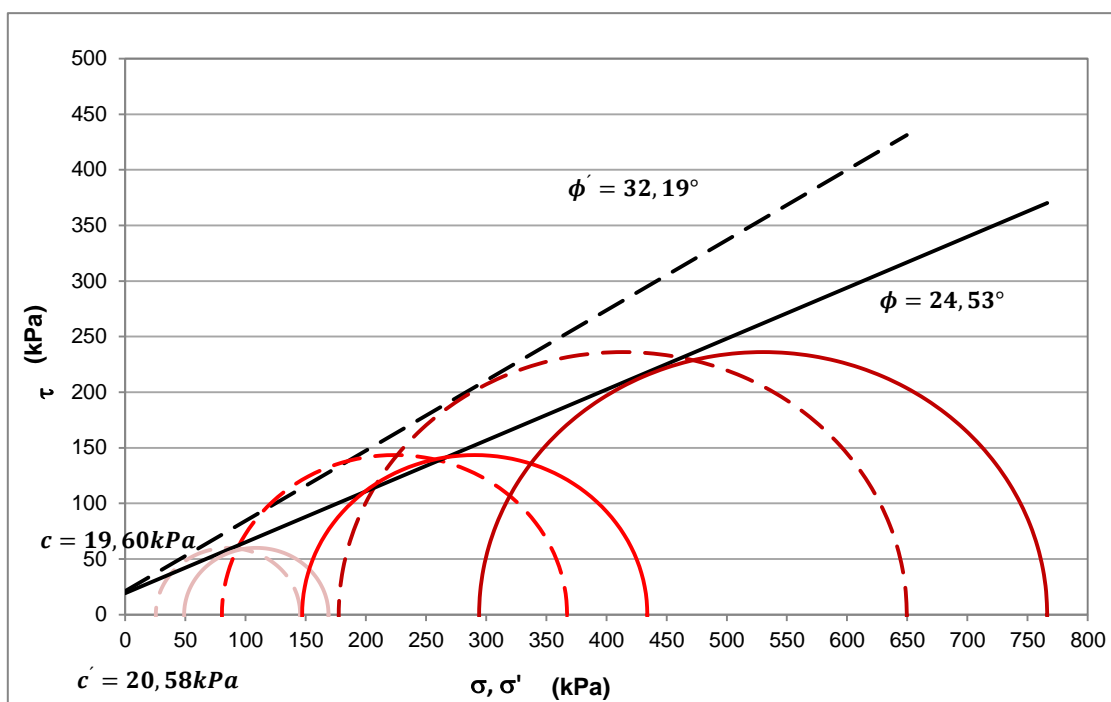


Figura 6.1.17. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

Los círculos de Mohr de la figura 6.1.17 en tensiones efectivas se desplazan hacia la izquierda respecto a los círculos de Mohr en totales lo que indica, que las muestras AAG-arena 10% del lado húmedo no sufren el fenómeno de dilatancia.

Se aborda el cálculo de los parámetros de resistencia a partir de estos círculos de Mohr y se deduce que el ángulo de rozamiento interno en totales alcanza un valor de $\phi = 24,53^\circ$ y en efectivas de $\phi' = 32,19^\circ$. La cohesión posee un valor de $c = 19,60 \text{ kPa}$ y en efectivas $c' = 20,58 \text{ kPa}$ como se resume en la tabla 6.1.10.

Tabla 6.1.10. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

Parámetros	$c \text{ (kPa)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
Lado húmedo	19,60	20,58	24,53	32,19

Como con la anterior muestra, se ha calculado el coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) como se muestra en la tabla 6.1.11.

Tabla 6.1.11. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

Parámetros	k_0	ν
Lado húmedo	0,51	0,33

Como con la muestra con la ρ_{dmax} , se ha estimado el parámetro A de Skempton mostrando su evolución respecto a la deformación axial (ε_a) en la figura 6.1.18 y en el momento de la rotura (A_f) (tomado en $\varepsilon_a = 10\%$).

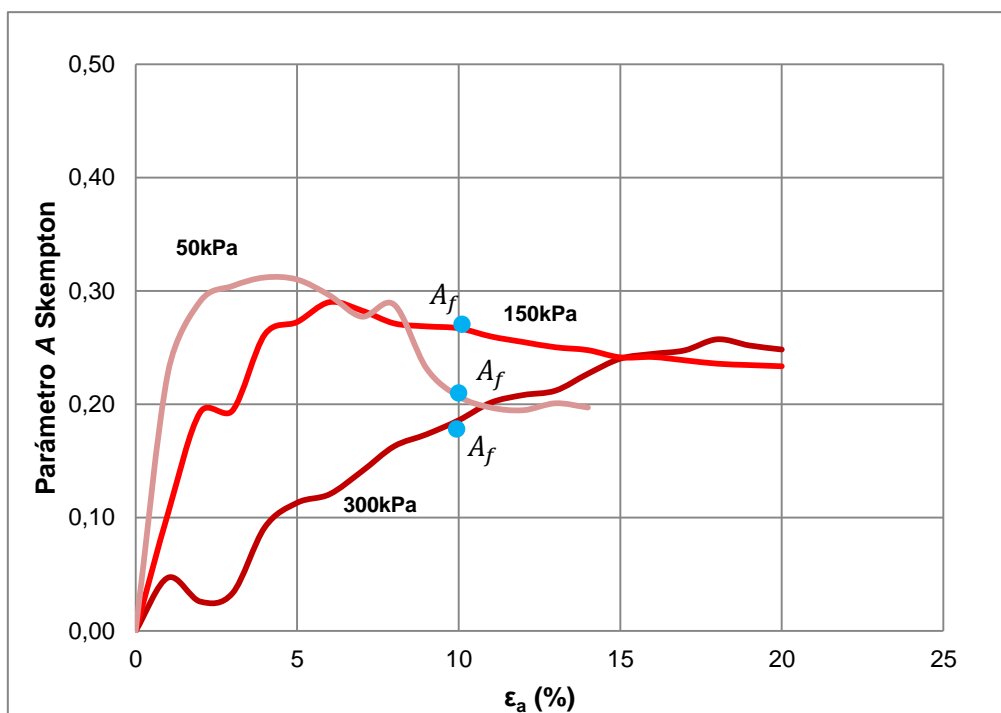


Figura 6.1.18. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

En este caso, las probetas AAG-arena 10% del lado húmedo poseen un comportamiento de una arcilla ligeramente sobreconsolidada como se puede apreciar en la figura 6.1.18. En la tabla 6.1.12 se resumen los valores obtenidos de A_f . Este comportamiento es similar al experimentado por la muestra AAG % del lado húmedo.

Tabla 6.1.12. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

Presión de confinamiento (kPa)	Parámetro A_f
50	0,20
150	0,26
300	0,18

Además de la representación de los círculos de Mohr, se han expresado los resultados en términos de trayectorias de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales y efectivas, la envolvente de rotura en efectivas y la línea CSL. Las curvas características para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo se pueden observar en la figura 6.1.19.

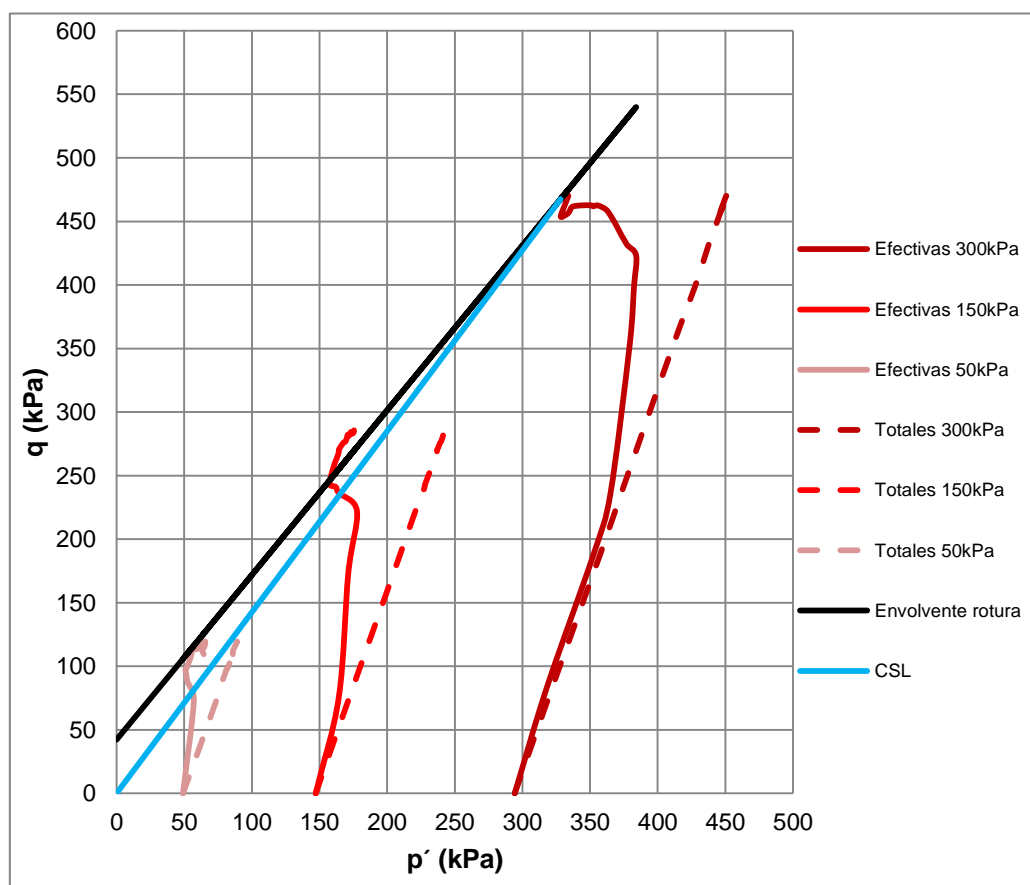


Figura 6.1.19. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua) y envolvente de rotura en efectivas para la AAG-arena 10% del lado húmedo.

Según los resultados que se ilustran en la gráfica de la figura 6.1.19 el material exhibe un comportamiento contractivo. En las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de la figura 6.1.16 (a), las

tres probetas poseen un comportamiento elástico en un rango de deformación axial comprendido entre el 0 y el 5%, el cual, se puede ver reflejado en la figura 6.1.19 siendo éste el tramo recto de cada una de las trayectorias de tensiones. En las curva $\sigma_d - \varepsilon_a$ se observa que después del tramo elástico pasa a tener un comportamiento plástico, éste cambio se aprecia en los escalones que presentan las trayectorias de tensiones de cada una de las probetas AAG-arena 10%. En este caso, a partir de la línea CSL se ha obtenido un valor de $\phi' = 35,13^\circ$ (tabla 6.1.13).

Tabla 6.1.13. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y de la línea CSL para la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo.

$\phi' (^\circ)$ Mohr-Coulomb	$\phi' (^\circ)$ Línea CSL
32,19	35,13

6.2. ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR COMPACTADAS Y ESTABILIZADAS CON 20% DE ARENA

6.2.1. Compactación: relación humedad – densidad seca y microfábrica de las AAG-arena 20 %

Por último, se han mezclado mecánicamente las AAG con un 20% de arena silíceas para poder así estudiar la influencia de un mayor porcentaje de arena en sus propiedades geotécnicas.

Como con las muestras anteriores (AAG % y AAG-arena 10%), se ha obtenido la curva de compactación característica de las AAG mezcladas con un 20% de material granular (AAG-arena 20%). También se ha estudiado su comportamiento humedad – densidad seca del material ante diferentes energías de compactación.

En la figura 6.2.1 se reflejan las curvas de compactación representativas obtenidas para la energía de PN (figura 6.2.1a), para la energía de PM (figura 6.2.1b) y las curvas de la saturación (S_r) de la densidad máxima y del 100%.

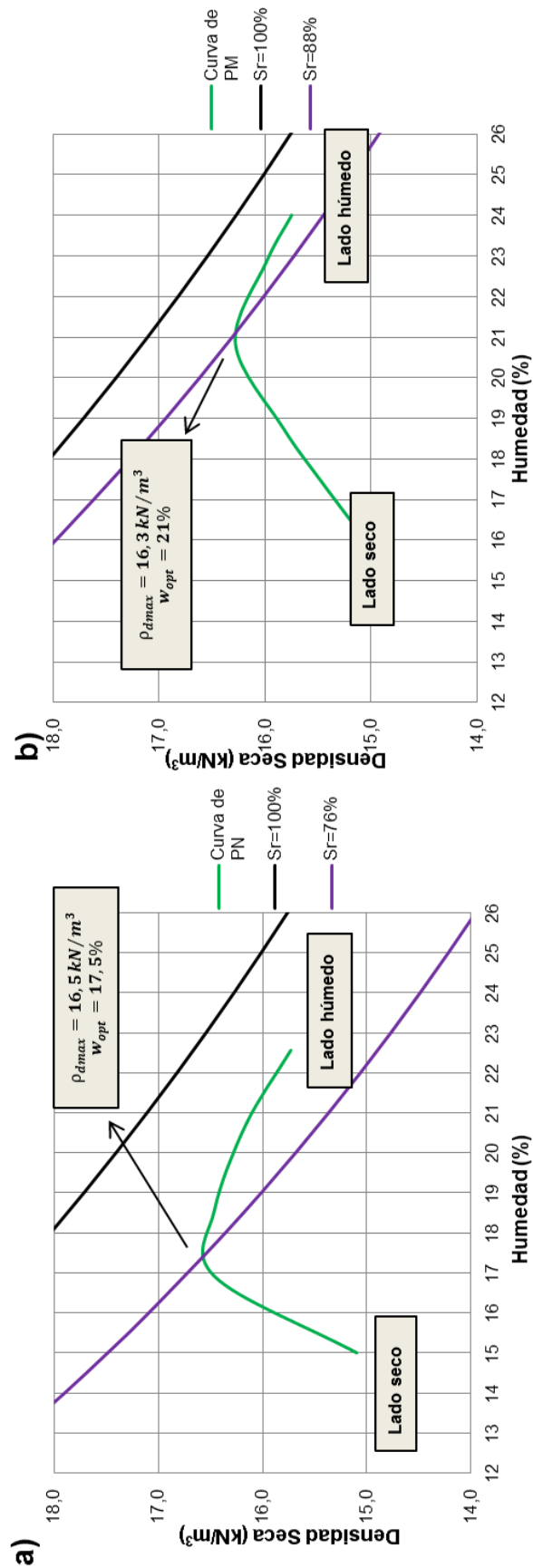


Figura 6.2.1. Curva de compactación representativa para (a) energía de PN y (b) energía de PM correspondientes a las muestras AAG-arena 20%.

Como se puede observar en la figura 6.2.1 (a) y (b), las curvas representativas de relación $\rho_d - w$ alcanzan valores de densidad seca máxima en torno a 16,3 – 16,5 kN/m³ con una humedad óptima que se encuentra entre 17,5% y 21%. En ambas curvas la densidad seca va aumentando a medida que aumenta el contenido en humedad hasta alcanzar la ρ_{dmax} y posteriormente reducirse. El índice de poros máximo para la muestra AAG-arena 20% compactada es prácticamente similar; 0,62 para PN y 0,64 para PM. La humedad de compactación en la que se obtiene la ρ_{dmax} para una energía de compactación mayor (PM) presenta un comportamiento distinto de lo esperado ya que posee un incremento de la w_{opt} y una leve reducción de la ρ_{dmax} .

Como ocurre con las muestras AAG % y AAG-arena 10% los valores de densidad seca máxima obtenidos para ambas energías de compactación indican la poca influencia de la energía de compactación.

Estableciendo una comparativa entre las densidades máximas obtenidas con las otras muestras, se aprecia un aumento de la densidad máxima (AAG % de 15,2 kN/m³, AAG-arena 10% de 15,8 kN/m³ y AAG-arena 20% de 16,5 kN/m³) que corrobora que la arena ejerce una gran influencia en el grado de compactación de los materiales.

Se ha llevado a cabo un estudio de la curva para la energía de PN (figura 6.2.1a) la cual, posee un máximo algo mejor definido que en las muestras AAG % y AAG-arena 10%. En este caso, la cantidad de material granular añadido permite una mejor compactación y mejor respuesta a la energía con la lubricación. La curva posee una elevada pendiente del incremento de la densidad con el incremento del agua (lado seco) debido a que la energía de PN logra superar de cierta manera la succión de la muestra, hasta llegar a la densidad máxima y, posteriormente a esa densidad (lado húmedo), tiene una pendiente baja porque el suelo ya está casi saturado. La curva para la energía de PM (figura 6.2.1b) posee una pendiente más baja, lo que indica que la energía no consigue modificar de manera, hasta alcanzar el valor máximo de la densidad seca y, posteriormente a esa densidad (lado húmedo) el suelo está casi saturado. Como se ha comentado anteriormente esta curva de PM posee refleja un comportamiento de la muestra algo distinto a lo esperado ya que la energía de PM es mayor a la energía de PN por lo que la pendiente de la curva del lado seco debería ser mayor.

Como se ha comentado con anterioridad se han calculado las curvas de la saturación (S_r) de 100% y de la densidad máxima, obteniendo valores que oscilan

entre 76% para PN y de 88% para PM. En este caso, la influencia de la energía de compactación se ve reflejada en que la muestra compactada con la energía de PM expulsa más aire de su microfábrica ya que la diferencia de saturación es del 12% de vacíos y para la muestra con la energía de PN la diferencia de saturación de un 23%.

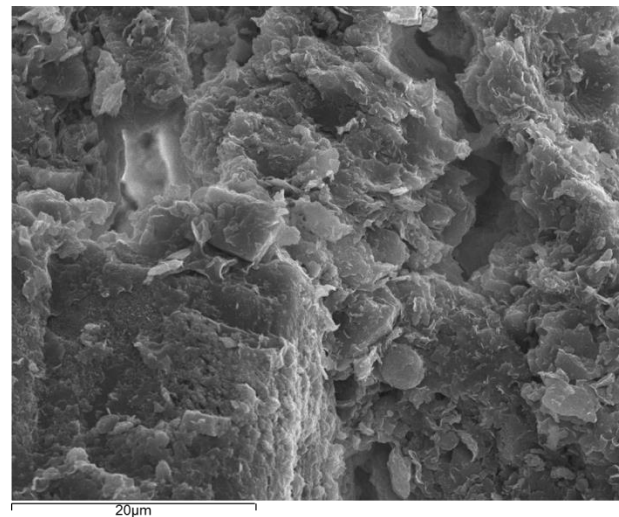
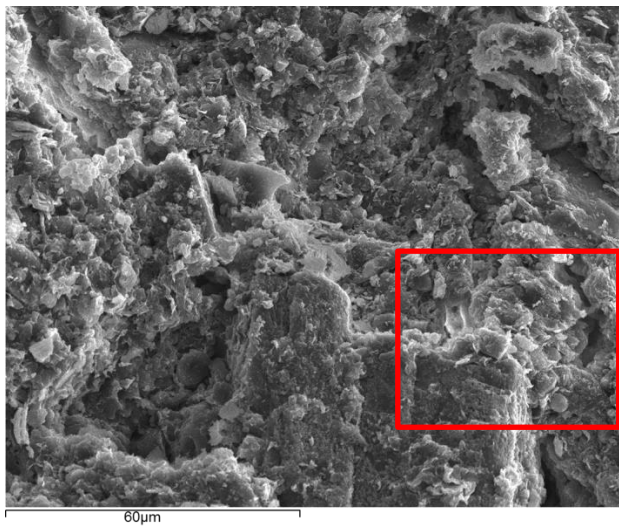
Los resultados obtenidos de las curvas de compactación características de la muestra AAG-arena 20% para las energías de PN y PM se resumen en la tabla 6.2.1.

Tabla 6.2.1. Resumen de los resultados de densidades secas máximas (ρ_{dmax}) y humedades óptimas (w_{opt}) para energías de PN y PM de la muestra AAG-arena 20%.

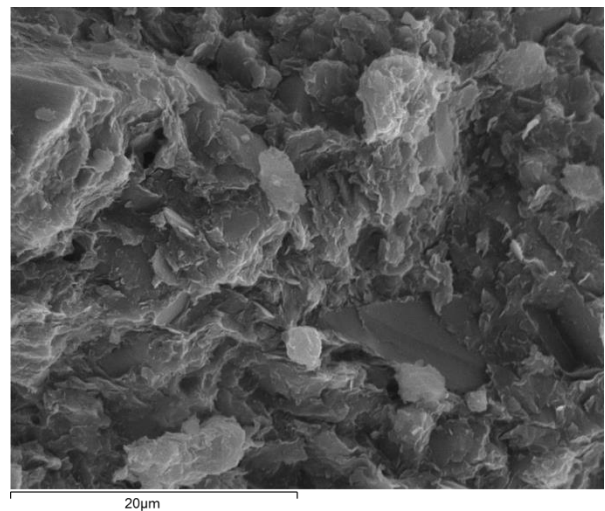
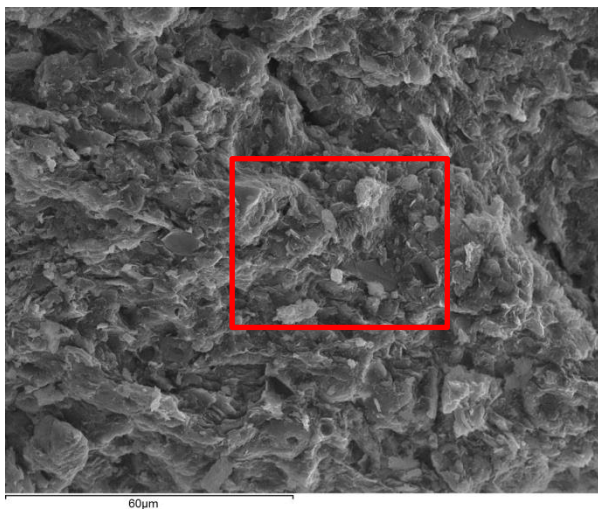
Material	Energía de compactación	ρ_{dmax}	w_{opt}	Saturación ρ_{dmax}	e_{max}
AAG-arena 20%	PN	16,5 kN/m ³	17,5%	76%	0,62
	PM	16,3 kN/m ³	21%	88%	0,64

Comparando los índices de poros máximos obtenidos con las otras muestras, se aprecia una reducción de la porosidad (AAG % de 0,75, AAG-arena 10% de 0,69 y AAG-arena 20% de 0,62) indicando una vez más, la influencia de la arena en el grado de compactación.

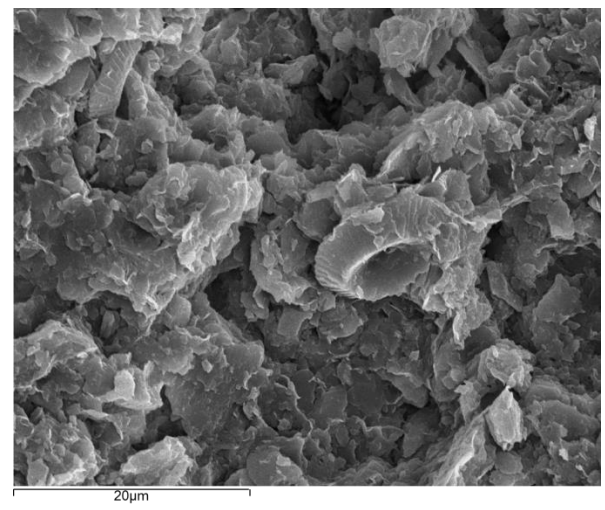
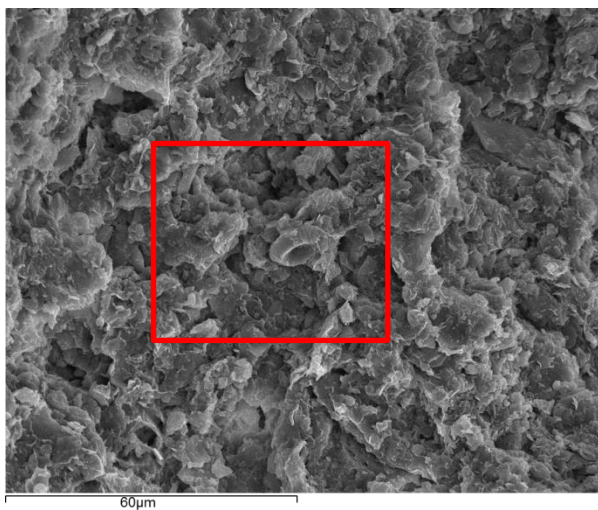
También se ha estudiado mediante MEB, como en las anteriores muestras, la microfábrica resultante en el estado de la densidad seca máxima (ρ_{dmax}), del lado seco y del lado húmedo (figura 6.2.2).



Probeta lado seco



Probeta ρ_{dmax}



Probeta lado húmedo

Figura 6.2.2. Microfotografía de MEB de la microfábrica de las AAG-arena 20% compactadas.

En las anteriores microfotografías se presentan las microfábrica de los tres estados de la curva de compactación (figura 6.2.2). No existe mucha variación de la microfábrica del lado seco, con la ρ_{dmax} y del lado húmedo. Cabe destacar, del lado seco, presenta unos agregados y dominios de arcilla con una porosidad de tamaño relativamente grande y los materiales granulares se encuentran englobados por los agregados y dominios de arcilla.

La muestra con la ρ_{dmax} también posee muchos agregados arcillosos pero con menor porosidad. Como en la muestra AAG-arena 10%, no existe reorientación de la microfábrica, lo que indica la poca influencia de la energía de compactación en la misma.

La muestra del lado húmedo posee una microfábrica ligeramente más densa que las anteriores aunque también presenta muchos agregados y dominios de arcilla englobando a las arenas y posee cierta porosidad, aunque menor que en los anteriores casos. Se puede apreciar la presencia de microfósiles (figura 6.2.2).

6.2.2. Compresibilidad y deformabilidad de las AAG-arena 20 %

En el presente apartado se presenta el estudio de la deformabilidad y compresibilidad de las muestras compactadas y estabilizadas con un 20% de arena (AAG-arena 20%) en diferentes condiciones de humedad y densidad seca frente a cambios de presiones de consolidación vertical como con las muestras anteriores (AAG % y AAG-arena 10%).

Deformabilidad

Como en los casos anteriores, también se ha determinado la presión de hinchamiento y el hinchamiento libre. Se han obtenido valores despreciables de la presión de hinchamiento con un hinchamiento libre del 0,4%. Además, se han medido las presiones de hinchamiento del lado seco y del lado húmedo, con valores de 49 kPa y 20 kPa, respectivamente. En este caso, como con las AAG-arena 10%, a mayor humedad de compactación, la presión de hinchamiento se reduce, mientras que a menor humedad, la presión de hinchamiento aumenta. Estos valores son muy inferiores a los obtenidos en las muestras AAG % compactadas. Al comparar estos datos con los obtenidos de las AAG % con la ρ_{dmax} (240 kPa de presión de hinchamiento y 7% de hinchamiento libre) y con las AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} (98 kPa de presión de hinchamiento y 3,85% de hinchamiento libre) se puede observar que los valores para la muestra AAG-arena 20% se han reducido considerablemente.

Compresibilidad

Determinadas las características de compactación (relación humedad – densidad seca) se llevó a cabo el ensayo edométrico para obtener las propiedades de compresibilidad del material para una carga determinada y la evolución de la deformación en términos del índice de poros (e) con el incremento de las tensiones verticales efectivas (σ_v'). Se realizó el ensayo edométrico, al igual que en las anteriores muestras (AAG % y AAG-arena 10%), en los tres estados de humedad de la curva de compactación representativa de PN de la AAG-arena 20%; con la ρ_{dmax} y al 95% de la ρ_{dmax} del lado seco y del lado húmedo. A continuación se muestran las curvas de consolidación, asiento-log(tiempo), correspondientes a las diferentes cargas aplicadas durante el ensayo edométrico (figura 6.2.3).

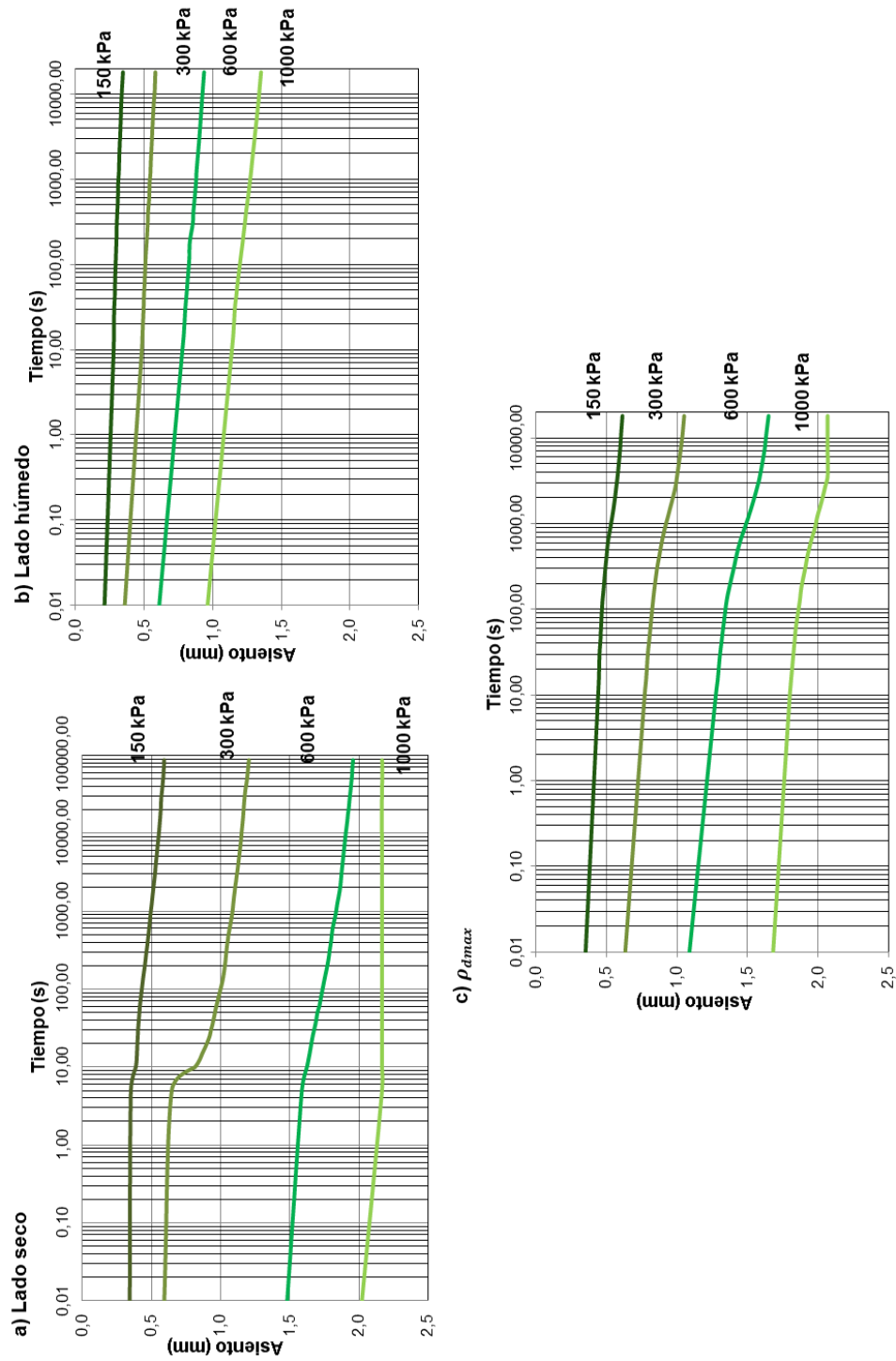


Figura 6.2.3. Curvas asiento-log(tiempo) de la muestra AAG-arena 20% compactada (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con p_{dmax} .

Las curvas asiento-log(tiempo) de la figura 6.2.3 muestran la tendencia de la deformación con el tiempo en las muestras. Los suelos con la ρ_{dmax} y del lado seco muestran una curva con una ligera concavidad hacia abajo, mientras que la tendencia de la muestra del lado húmedo es una reducción más progresiva del asiento.

También se han representado las curvas de asiento-tiempo en forma de raíz cuadrada del tiempo (\sqrt{t}) (Taylor, 1948) de las muestras del lado seco, del lado húmedo y con la ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa en la figura 6.2.4 para poder observar las distintas fases del proceso de consolidación.

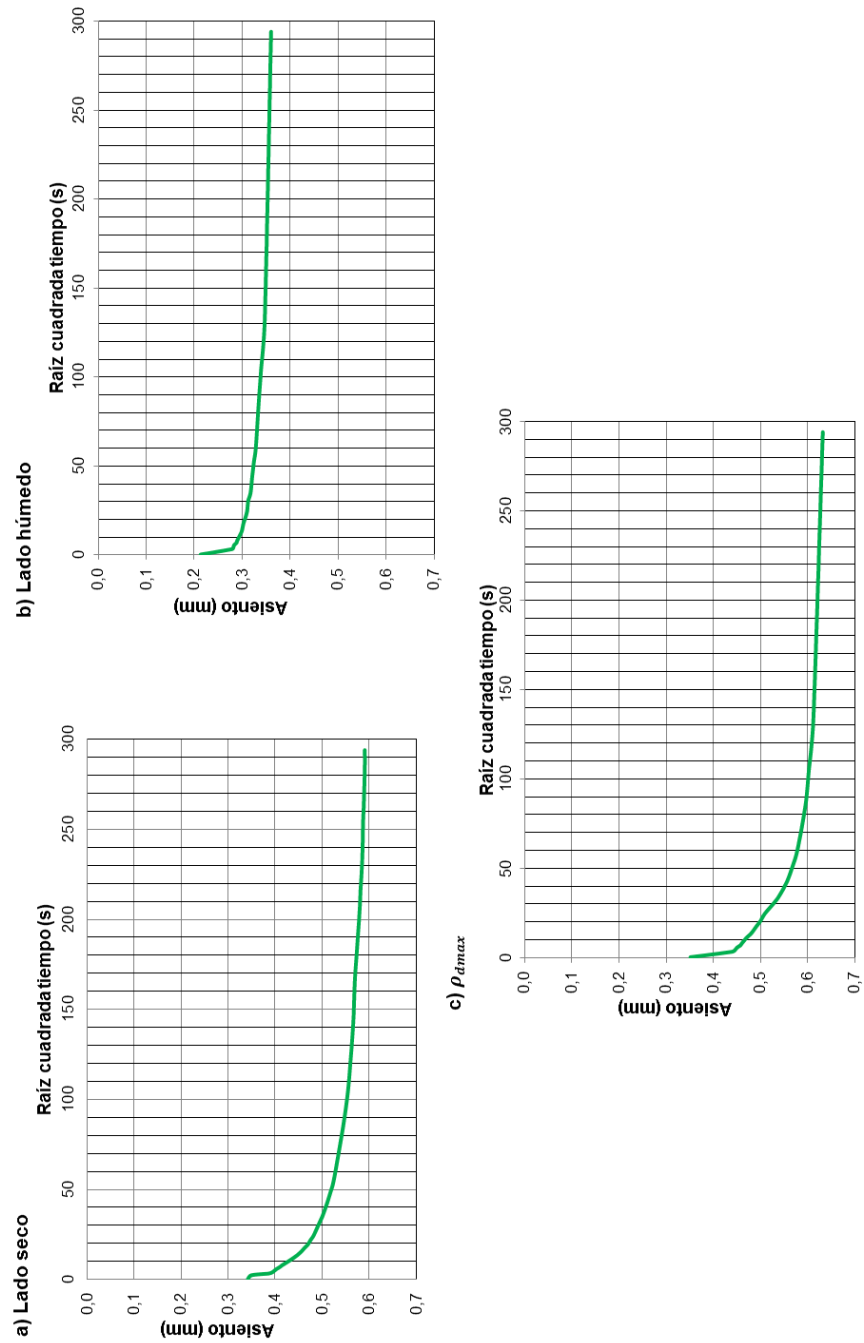


Figura 6.2.4. Curvas asiento- \sqrt{t} de la muestra AAG-arena 20% (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} para una carga de 150 kPa.

A diferencia de las muestras AAG % y AAG-arena 10%, la consolidación instantánea también es significativa en la muestra del lado húmedo. Esto concuerda con la microfábrica estudiada de las AAG-arena 20% ya que no existía mucha variación de unas muestras a otras (del lado seco, con la ρ_{dmax} y del lado húmedo).

Para este tipo de muestras con 20% de arena, la muestra del lado seco está controlada principalmente por la consolidación primaria al contrario de las muestras AAG % y AAG-arena 10% que eran las muestras con la ρ_{dmax} . La muestra con la ρ_{dmax} también posee una fase importante de consolidación primaria, no siendo tan significativa esta fase como en la muestra del lado seco.

Como en las muestras anteriores, la muestra del lado húmedo es la que posee la mayor consolidación secundaria.

En la figura 6.2.5 se presenta la evolución del coeficiente de consolidación “velocidad de asentamiento” (C_v) estimado mediante el método de Casagrande (1936), con el incremento de las tensiones efectivas verticales para las muestras AAG-arena 20% con la densidad máxima, del lado húmedo y del lado seco de la curva representativa de compactación.

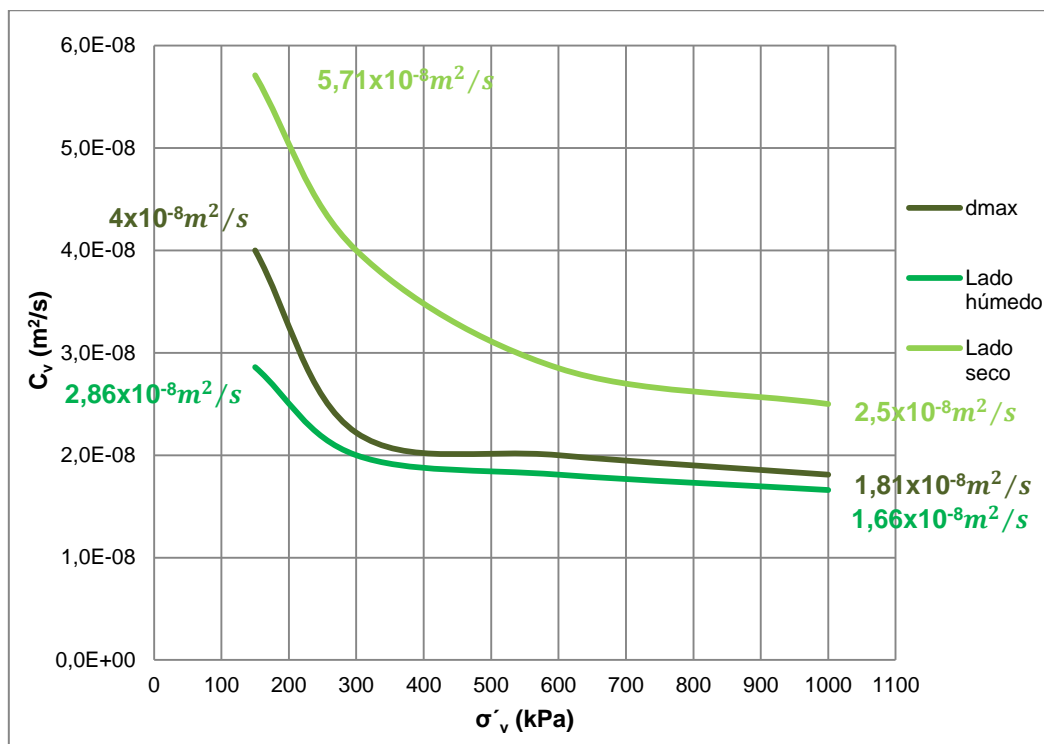


Figura 6.2.5. Relación entre el coeficiente de consolidación (C_v) y la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Como se observa en la figura 6.2.5, durante el proceso de aumento de la carga vertical, se produce una disipación de las presiones intersticiales por lo que, las velocidades de deformación son cada vez menores, es decir, las muestras son cada vez más rígidas. Como se evidencia de la curva $C_v - \sigma_v'$, el límite mayor de reducción de la velocidad está en torno a una tensión vertical de 300 kPa. La muestra compactada del lado seco posee el mayor velocidad de asiento (C_v) debido a los grandes agregados y a la macroporosidad de la microfábrica de la muestra. Por ello, la muestra del lado húmedo es la que posee el menor C_v ya que esta formada por una microfábrica un poco más homogénea.

Esta disipación de las presiones intersticiales lleva asociada una deformación del suelo que se refleja en una reducción del volumen, es decir, en una disminución del índice de poros. Se han elaborado las curvas edométricas a partir de los datos obtenidos del índice de poros inicial (e_0) para cada tensión vertical efectiva (σ_v') aplicada. En las gráficas de la figura 6.2.6 (a), (b) y (c) se puede observar las curvas edométricas representativas para cada tipo de muestras, AAG-arena 20% del lado seco, del lado húmedo y con la ρ_{dmax} , con objeto de estudiar el comportamiento de material.

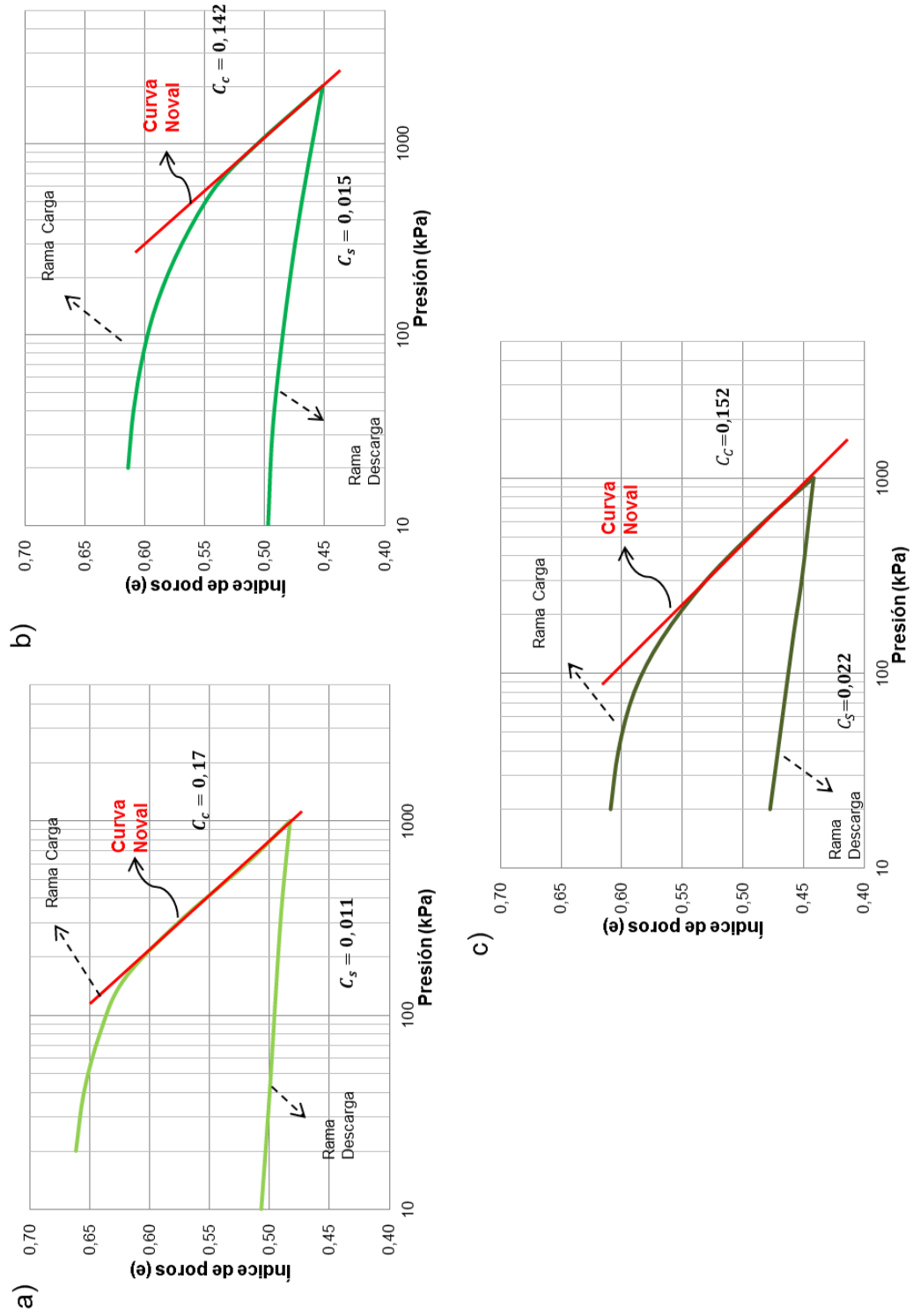


Figura 6.2.6. Curvas edométrica para la muestra AAG-arena 20% (a) del lado seco, (b) del lado húmedo y (c) con ρ_{dmax} .

Para cada una de las muestras AAG-arena 20% se ha estimado el índice de compresión (C_c) y el índice de hinchamiento (C_s). Cabe mencionar que la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo posee la menor compresibilidad, $C_c = 0,142$, seguida de la muestra con la ρ_{dmax} , que posee un índice de compresión de $C_c = 0,152$ y la muestra que tiene la mayor compresibilidad es la AAG-arena 20% compactadas del lado seco con un $C_c = 0,17$. El índice de hinchamiento para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} es de $C_s = 0,022$, para la muestra del lado húmedo es de $C_s = 0,015$, y para la muestra del lado seco es de $C_s = 0,011$.

Comparando los resultados con la muestra AAG % con la ρ_{dmax} se deduce que la compresibilidad del suelo se reduce al introducir un 20% de material granular. Sin embargo, la diferencia respecto a la muestra AAG-arena 10% es mínima. Como con las otras muestras, los índices de hinchamiento son muy bajos.

Para las tres muestras, estas curvas comienzan con un tramo horizontal, es decir, con muy poca variación del índice de poros, que se mantiene estable hasta una presión efectiva de 70 kPa para ρ_{dmax} , 40 kPa para el lado húmedo y 100 kPa para el lado seco.

En la tabla siguiente 6.2.2 se muestra un resumen de los valores estimados a partir de las curvas edométricas; e_o , e_f , C_c y C_s , además de los valores obtenidos de presiones de preconsolidación.

Tabla 6.2.2. Valores obtenidos del ensayo edométrico para e_o , e_f , C_c , C_s y presión de preconsolidación para las muestras AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Parámetros	Lado seco	ρ_{dmax}	Lado húmedo
Índice poros inicial (e_o)	0,667	0,618	0,618
Índice poros final (e_f)	0,504	0,477	0,497
Índice compresión (C_c)	0,17	0,152	0,142
Índice hinchamiento (C_s)	0,011	0,022	0,015
Presión preconsolidación (kPa)	98	68	39

A partir de estos datos obtenidos de las curvas edométricas se ha estimado la evolución del coeficiente de permeabilidad (k) y del módulo edométrico (E_m) en cada escalón de carga vertical, para las muestras AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} (figura 6.2.7), del lado húmedo (figura 6.2.8a) y del lado seco (figura 6.2.8b) como se muestra a continuación.

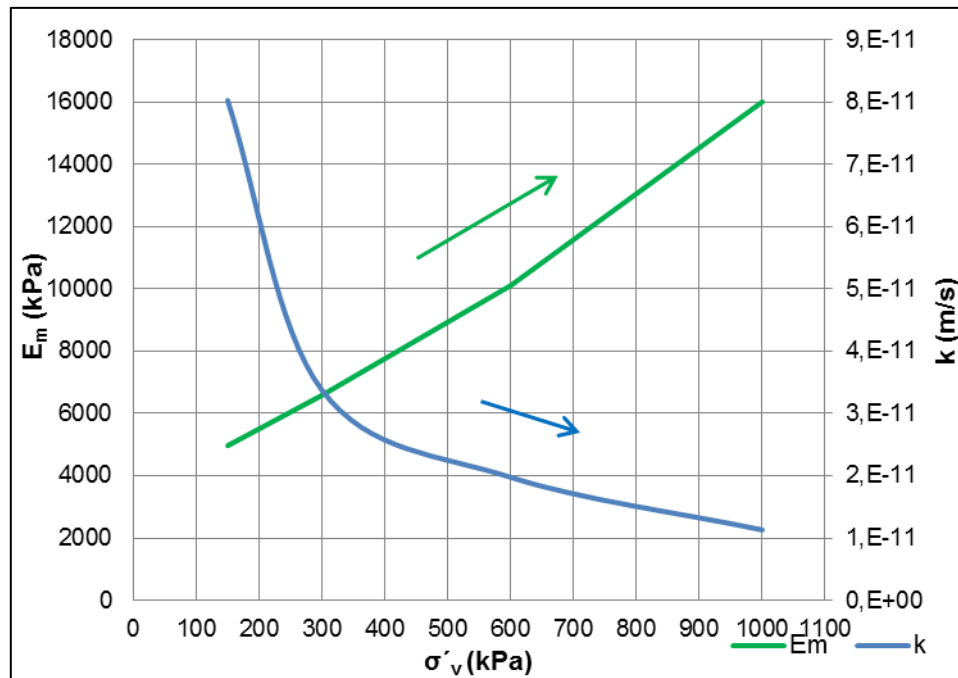


Figura 6.2.7. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} .

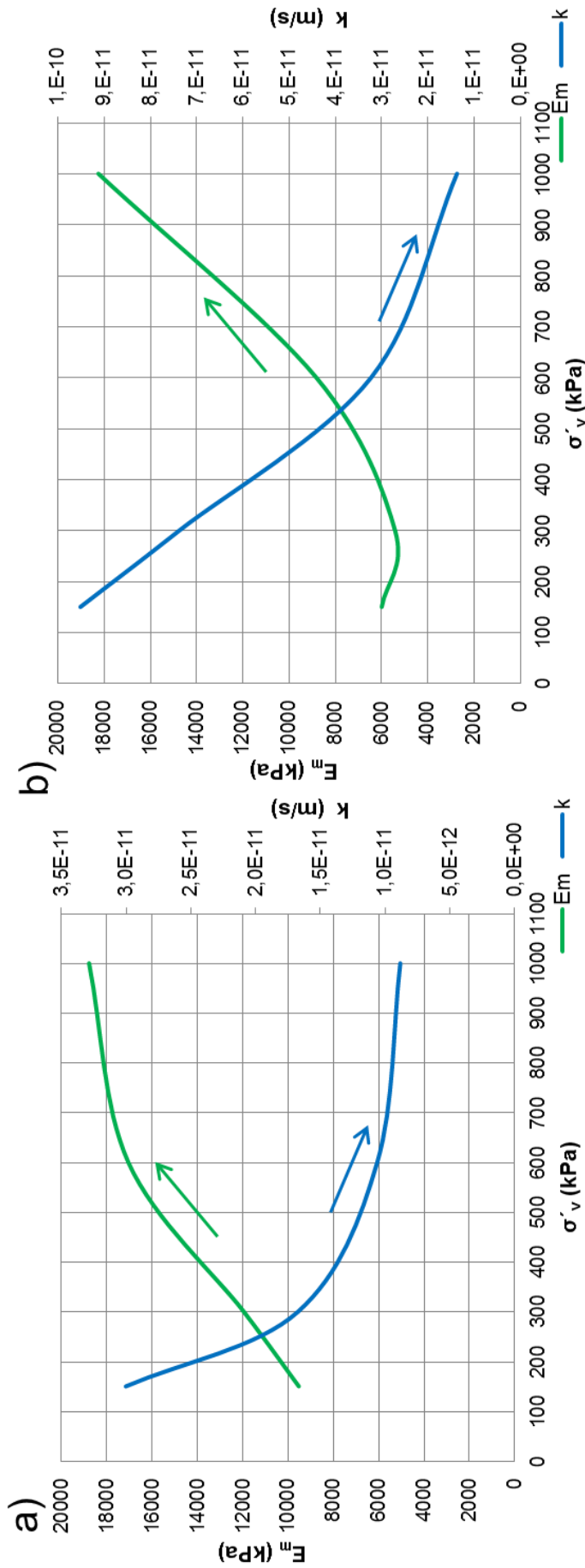
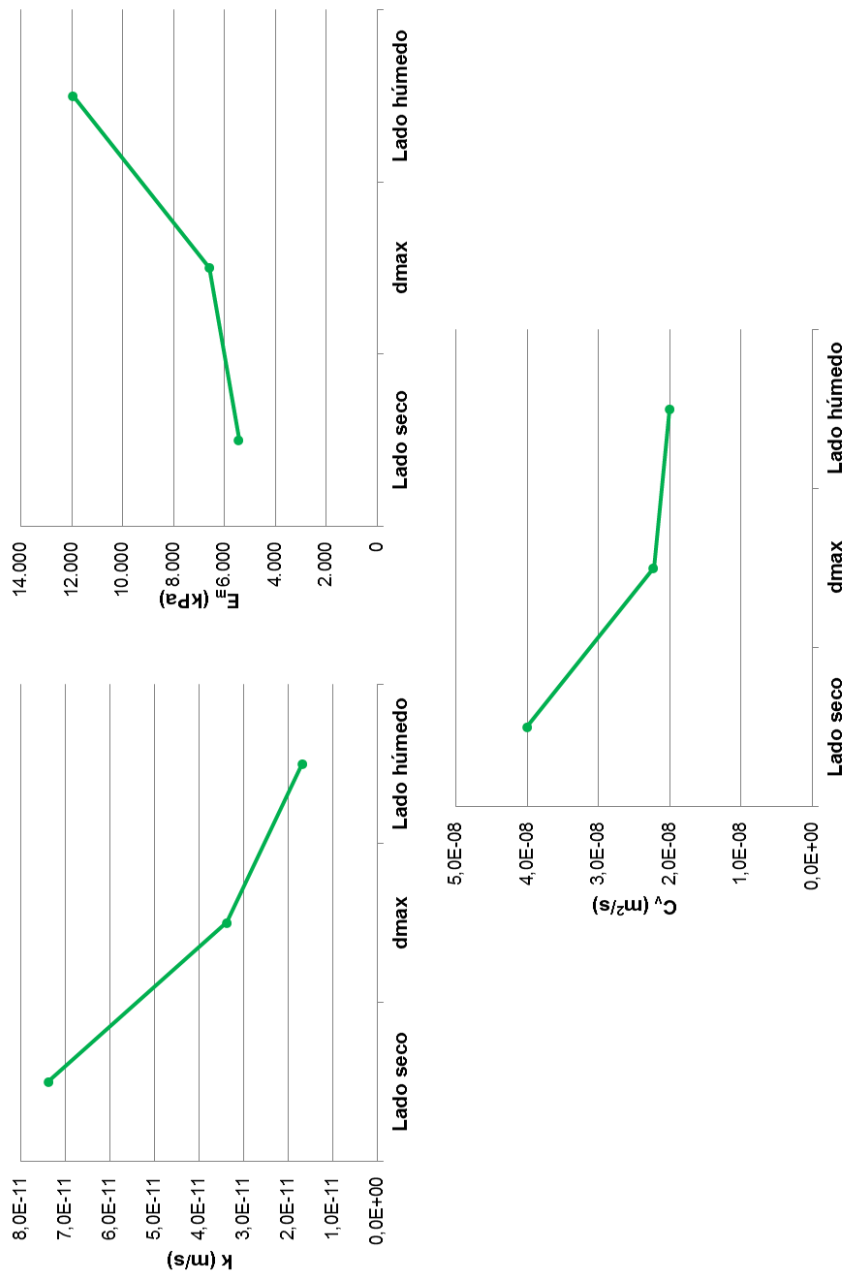


Figura 6.2.8. Relación entre el módulo edométrico (E_m) y el coeficiente de permeabilidad (k) con la tensión vertical efectiva (σ'_v) para la muestra AAG-arena 20% (a) del lado húmedo y (b) del lado seco.

Como se observa en las figuras anteriores, a medida que la tensión vertical efectiva aumenta, E_m es cada vez mayor en las AAG-arena 20% compactadas. En este caso, para una carga de 1000 kPa, la muestra compactada del lado húmedo posee la mayor rigidez ($E_m = 18779$ kPa), seguido de la muestra del lado seco ($E_m = 18258$ kPa) y la que posee menor rigidez es la muestra con la ρ_{dmax} ($E_m = 16000$ kPa).

El coeficiente de permeabilidad (k) tiende a disminuir de forma importante en las muestras AAG-arena 20% compactadas a medida que aumenta la tensión vertical efectiva. La muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} (también para una carga de 1000 kPa) es la que posee mayor permeabilidad ($k = 1,37 \times 10^{-11}$ m/s), seguido de la muestra del lado húmedo ($k = 8,84 \times 10^{-12}$ m/s) y la que presenta una menor k es la muestra del lado seco ($k = 5,94 \times 10^{-12}$ m/s).

Como se ha observado del estudio de los parámetros de compresibilidad, las muestras AAG-arena 20% poseen una rigidización del material en torno a 300 – 400 kPa, es decir, una reducción de la porosidad, a tensiones verticales efectivas bajas. Por ello, en la figura 6.2.9 se muestra la evolución de C_v , E_m y k , con las distintas humedades del estudio para la carga de 300 kPa.

Figura 6.2.9. Evolución de C_v , E_m y k para una carga de 300 kPa para la AAG-arena 20%.

Según la figura 6.2.9 el comportamiento de las AAG-arena 20% para los distintos estados de humedad es similar al de las AAG % y AAG-arena 10%; el E_m aumenta, el C_v y el k se reduce a medida que aumenta la tensión vertical efectiva.

Comparando los resultados de las AAG-arena 20% con la muestra AAG % con la ρ_{dmax} se puede concluir que el suelo posee una mayor rigidez y coeficiente de permeabilidad con la introducción de un 20% de material granular en su mezcla. Sin embargo, la diferencia de los parámetros respecto a la muestra AAG-arena 10% es mínima.

En la tabla 6.2.3 se han resumido los valores representativos estimados para las muestras AAG-arena 20% con la densidad máxima, del lado húmedo y del lado seco de la curva de compactación representativa para una energía de PN.

Tabla 6.2.3. Valores obtenidos para C_v , E_m y k en cada escalón de carga para las muestras AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} , del lado húmedo y del lado seco.

Parámetro		150 kPa	300 kPa	600 kPa	1000 kPa
Lado seco	C_v (m ² /s)	5,71x10 ⁻⁸	4x10 ⁻⁸	2,85x10 ⁻⁸	2,5x10 ⁻⁸
	E_m (kPa)	5999	5422	8829	18258
	k (m/s)	9,52x10 ⁻¹¹	7,38x10 ⁻¹¹	3,23x10 ⁻¹¹	1,37x10 ⁻¹¹
Densidad máxima (ρ_{dmax})	C_v (m ² /s)	4x10 ⁻⁸	2,22x10 ⁻⁸	2x10 ⁻⁸	1,81x10 ⁻⁸
	E_m (kPa)	4982	6579	10118	16000
	k (m/s)	8,03x10 ⁻¹¹	3,37x10 ⁻¹¹	1,98x10 ⁻¹¹	1,13x10 ⁻¹¹
Lado húmedo	C_v (m ² /s)	2,86x10 ⁻⁸	2x10 ⁻⁸	1,81x10 ⁻⁸	1,66x10 ⁻⁸
	E_m (kPa)	9524	11952	17045	18779
	k (m/s)	3x10 ⁻¹¹	1,67x10 ⁻¹¹	1,06x10 ⁻¹¹	8,84x10 ⁻¹²

6.2.3. Parámetros de resistencia de las AAG-arena 20%

Por último, se ha llevado a cabo la determinación de los parámetros de resistencia en el estado de la densidad máxima (ρ_{dmax}) y del lado húmedo de la curva de compactación de las AAG-arena 20%.

Para ello, como con las otras muestras del estudio (AAG % y AAG-arena 10%) se han realizado los ensayos triaxiales consolidados - sin drenaje (CU) con medida de presión intersticial. Se han calculado, además de los parámetros de resistencia; cohesión (c) y ángulo de rozamiento interno (ϕ), otros parámetros para explicar el comportamiento tenso deformacional de los materiales; dilatancia (ψ), módulo de elasticidad (E_{50}), coeficiente de Poisson (ν) y el parámetro A de Skempton. Como en las otras muestras también se han representado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ utilizando el método de M.I.T. (Massachusetts Institute Technology, U.S.A, Lambe y Whitman, 1979).

6.2.3.1. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas con la densidad máxima (ρ_{dmax})

Los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales tipo CU se ilustran figura 6.2.10 (a), (b) y (c) donde se muestra el comportamiento del esfuerzo desviador en totales (σ_d), el desarrollo de presión intersticial (u) y la relación esfuerzo desviador en efectivas (σ'_d) respecto a la deformación (ε_a) para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} para las diferentes presiones de confinamiento (50, 150 y 300 kPa). Como con las muestras anteriores, la representación de las curvas $u - \varepsilon_a$ se han reajustado desde 0 kPa aunque deberían corresponder al valor de la presión de cola del ensayo triaxial.

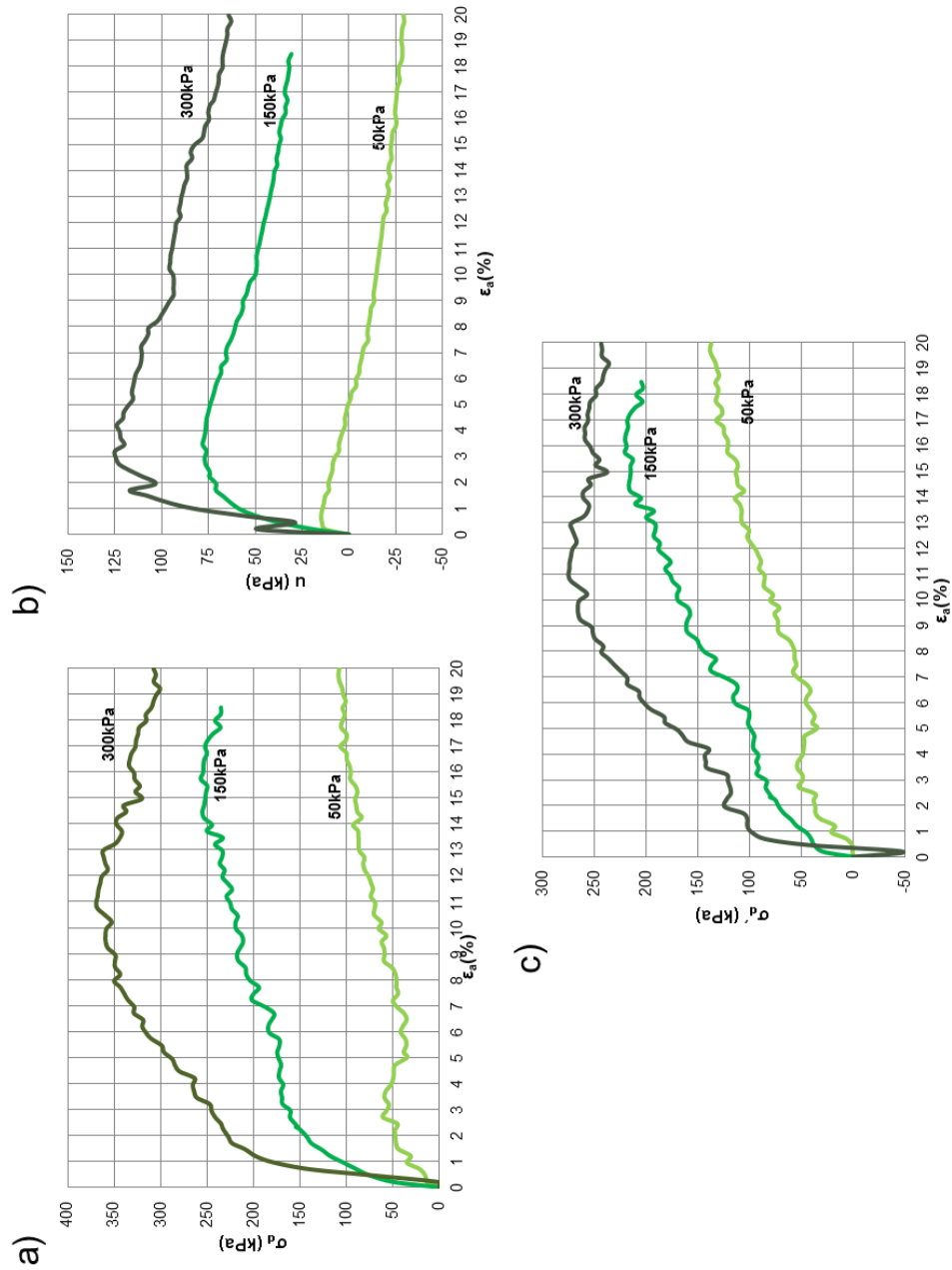


Figura 6.2.10. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} con la energía de PN.

Curvas (a) $\sigma_d - \epsilon_a$, (b) $u - \epsilon_a$ y (c) $\sigma'_d - \epsilon_a$.

Como se observa en la gráfica de la figura 6.2.10 (a) se han representado las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$, donde se deduce el suelo posee un comportamiento plástico. Como se ha observado en la microfábrica de las AAG-arena 20%, con la introducción de material granular las partículas arenosas impiden esa reorientación de la microfábrica (que presentaba la muestra AAG %) y con ello, su rigidización.

En lo relativo al desarrollo de presión intersticial figura 6.2.10 (b), el material presenta una ligera tendencia a la contracción al inicio del ensayo hasta el 1% de deformación axial para la muestra sometida a 50 kPa de presión de confinamiento y del 3-4% para las muestra sometidas a 150 y 300 kPa, para luego exhibir un comportamiento dilatante. Estas muestras poseen un comportamiento $u - \varepsilon_a$ similar al de las probetas AAG % y AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

Este comportamiento que generan las probetas hace preciso considerar la dilatancia (ψ) del material a partir de las curvas $u - \varepsilon_a$, obteniendo un valor de 1° según la definición de dilatancia por Rowe (1962).

Un aspecto muy relevante en el marco de la resistencia, es el cálculo del módulo de elasticidad (E) en las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ figura 6.2.10 (c) a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Como ya se ha mencionado en el estudio de los materiales anteriores, el módulo de elasticidad (E) se ha estimado como el módulo E_{50} .

La estimación de los parámetros obtenidos de estas relaciones de esfuerzos con la deformación que explican el comportamiento tenso-deformacional de la muestra se presentan en la tabla 6.2.4.

Tabla 6.2.4. Parámetros obtenidos de las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ en el ensayo triaxial CU de la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} .

Presión de confinamiento (kPa)	Presión intersticial (kPa)		Dilatancia $\psi(^{\circ})$	Módulo de Young E_{50} (kPa)
	Máximas	Finales		
50	14	-29	1	737,95
150	78	30	1	1986,21
300	125	64	1	6165,00

Cabe destacar que para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} a mayor presión de confinamiento efectiva, mayor es el módulo de Young (E_{50}). A diferencia del E_{50} calculado para las muestras AAG % y AAG-arena 10% con ρ_{dmax} , para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} el E_{50} aumenta con el aumento de la presión de confinamiento.

En la figura 6.2.11 se refleja la representación de los datos del ensayo triaxial en forma del criterio de Mohr-Coulomb. A partir de los círculos de Mohr obtenidos se han obtenido las envolventes de rotura y se han calculado la cohesión (c, c') y el ángulo de rozamiento interno (ϕ, ϕ') en esfuerzos totales y efectivos. Se presentan los círculos tanto en totales (línea continua) como en efectivos (línea discontinua).

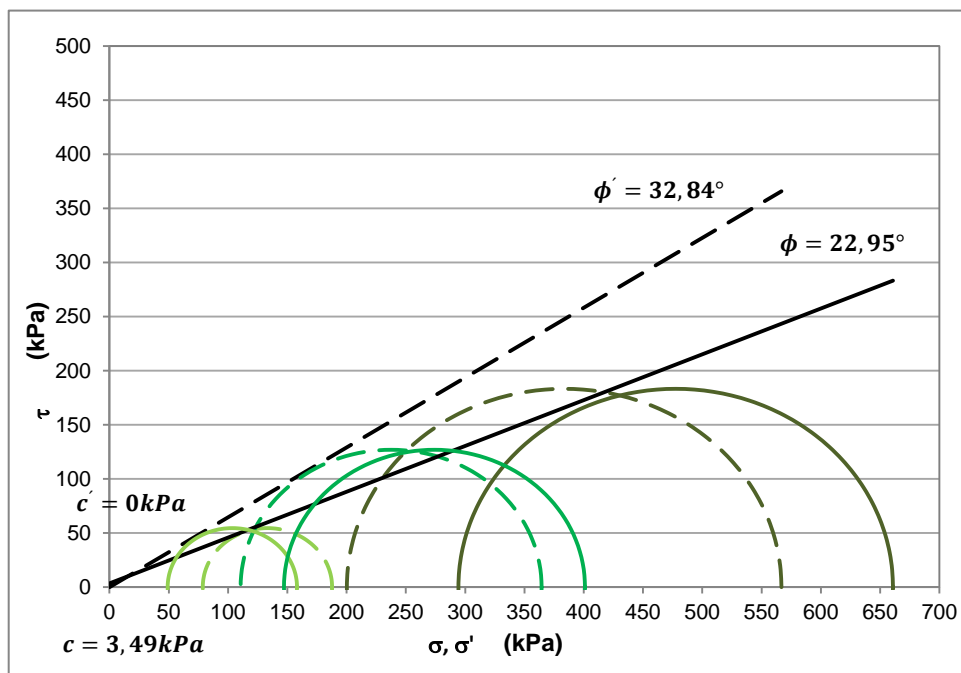


Figura 6.2.11. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} .

En los círculos de Mohr representados de la figura 6.2.11 se puede observar el fenómeno de hinchamiento que experimenta la muestra sometida a la menor presión de confinamiento (50 kPa) ya que el círculo de Mohr en efectivos se encuentra desplazado hacia la derecha respecto al círculo de Mohr en totales por ello, la envolvente de rotura no queda ajustada a los círculos en efectivos. Por ello, también se representó la Línea de Estado Crítico (CSL en la literatura internacional).

A partir de estos círculos de Mohr se calcularon los parámetros de resistencia; cohesión y ángulo de rozamiento interno. La cohesión en totales alcanza un valor de $c = 3,49 \text{ kPa}$ y de $c' = 0 \text{ kPa}$ en efectivas y el ángulo de rozamiento interno posee un valor de $\phi = 22,95^\circ$ en totales y de $\phi' = 32,84^\circ$ en efectivas como se resume en la tabla 6.2.5. En comparación con las AAG %, la cohesión es menor y el ángulo de rozamiento interno es ligeramente superior.

Tabla 6.2.5. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} .

Parámetros	c (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	ϕ' (°)
ρ_{dmax}	3,49	0	22,95	32,84

Al igual que en los otros materiales del estudio, también se ha estimado del coeficiente de empuje en reposo (k_0) a partir del ángulo de rozamiento interno en efectivas (ϕ') (hallado a partir de los círculos de Mohr) y usando la fórmula de Jaky (1944) para, a partir del k_0 , calcular el coeficiente de Poisson (ν) como se resume en la tabla 6.2.6.

Tabla 6.2.6. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} .

Parámetros	k_0	ν
ρ_{dmax}	0,50	0,33

En cuanto a los valores calculados del parámetro A de Skempton, su evolución con la deformación axial (ε_a) se puede observar en la gráfica de la figura 6.2.12 junto con A_f tomado con una $\varepsilon_a = 10\%$.

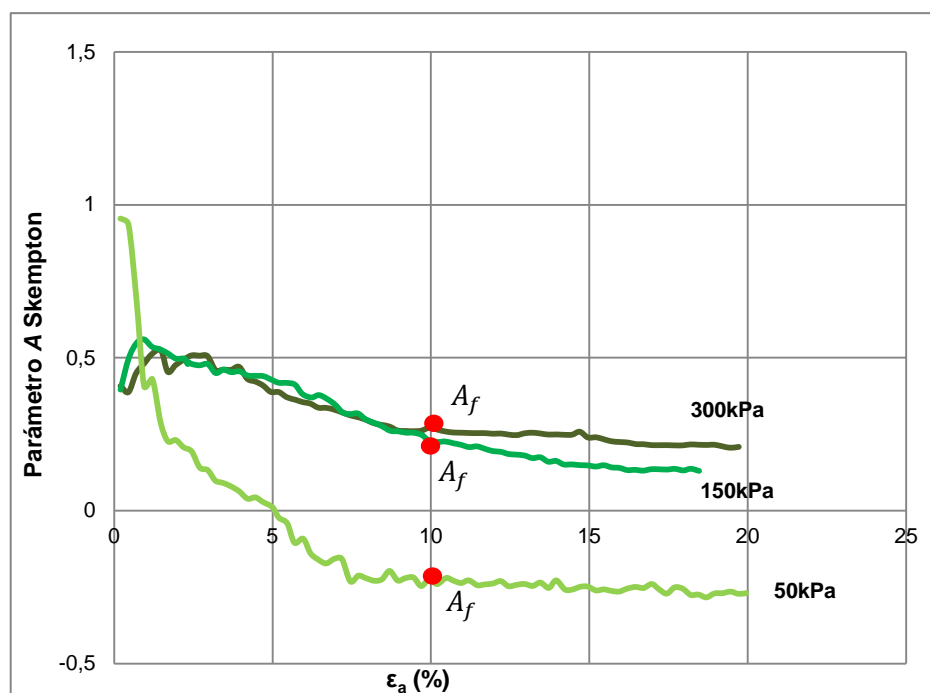


Figura 6.2.12. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} .

Como se aprecia en la figura 6.2.12, la muestra sometida a la menor presión de confinamiento (50 kPa) muestra un comportamiento de una arcilla muy sobreconsolidada. Sin embargo, las muestras AAG-arena 20% sometidas a las mayores presiones de confinamiento (150 y 300 kPa) muestran un comportamiento de una arcilla ligeramente sobreconsolidada. En la tabla 6.2.7 se resumen los valores obtenidos del parámetro A_f .

Tabla 6.2.7. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} .

Presión de confinamiento (kPa)	Parámetro A_f
50	-0,22
150	0,22
300	0,24

Por último, además de la representación de los círculos de Mohr, se han representado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ utilizando el método de M.I.T. (Massachusetts Institute Technology, U.S.A, Lambe y Whitman, 1979). También se han representado la envolvente lineal de rotura deducida de la relación para el espacio de Cambridge y la representación de la línea CSL (figura 6.2.13).

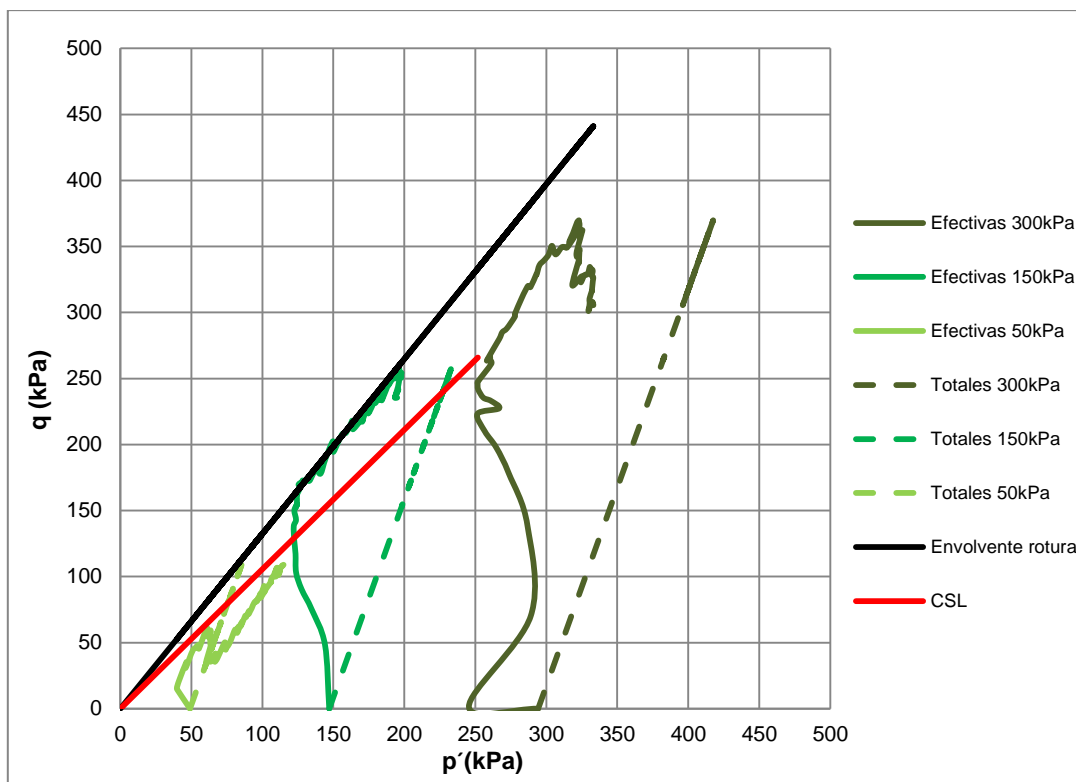


Figura 6.2.13. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivos y línea CSL para la AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} .

Como se puede observar en la figura 6.2.13, para la menor presión de confinamiento (50 kPa) el material muestra una trayectoria de tensiones, que al principio del ensayo, experimenta un comportamiento contractivo y, posteriormente, al aumentar el desviador, pasa a tener un comportamiento dilatante. Para presiones de confinamiento mayores, el material posee un comportamiento contractivo. En este caso la línea calculada CSL posee un $\phi' = 26,68^\circ$ (tabla 6.2.8).

Tabla 6.2.8. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivos estimado a partir de los círculos de Mohr y línea CSL para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} .

$\phi' (^\circ)$ Mohr-Coulomb	$\phi' (^\circ)$ Línea CSL
32,84°	26,68

6.2.3.2. Ensayos triaxiales de tipo CU en las probetas del lado húmedo

Ya expuestos los resultados obtenidos para la muestra AAG-arena 20% con la densidad máxima, a continuación se muestran las curvas características del comportamiento del esfuerzo desviador en totales (σ_d), el desarrollo de la presión de poros (u) y la relación del esfuerzo desviador en efectivas (σ'_d) respecto a la deformación (ε_a) en la figura 6.2.14 (a), (b) y (c) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo para unas presiones de confinamiento de 50, 150 y 300kPa. Para la representación de las curvas $u - \varepsilon_a$ se han reajustado desde 0 kPa pero deberían corresponder al valor de la presión de cola del ensayo triaxial.

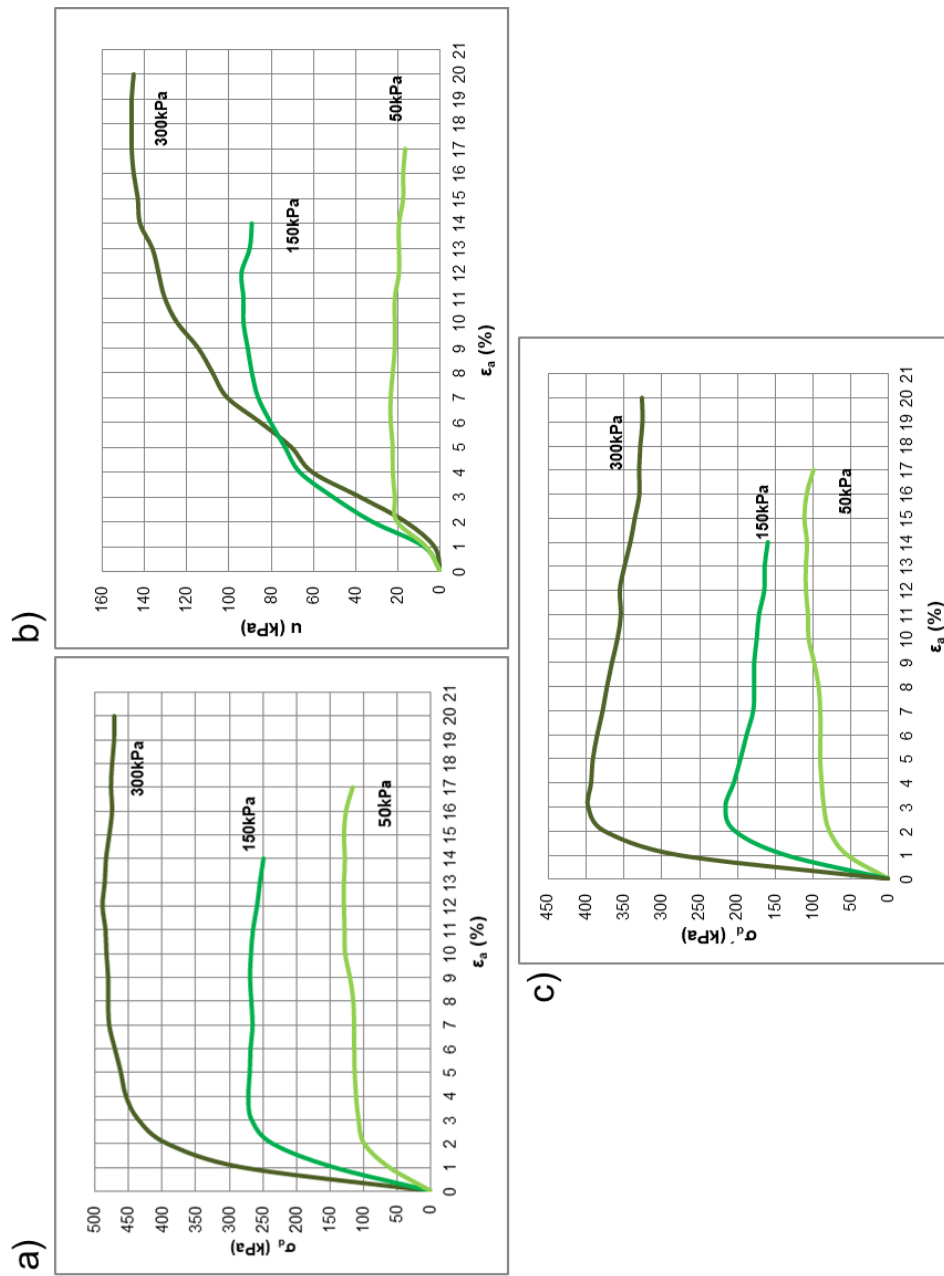


Figura 6.2.14. Resultados de los ensayos triaxiales (CU) correspondientes a la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo con la energía de

PN. Curvas (a) $\sigma_d - \epsilon_a$, (b) $u - \epsilon_a$ y (c) $\sigma'_d - \epsilon_a$.

Como se observa en la figura 6.2.14 (a) que ilustra las curvas representativas $\sigma_d - \varepsilon_a$ indica que el suelo posee un comportamiento plástico.

El desarrollo de la presión intersticial posee valores positivos durante todo el ensayo (figura 6.2.14b). Se puede observar que la u se incrementó de manera significativa en la medida en que se incrementaba la presión de confinamiento (150 y 300 kPa) y el nivel de deformación axial. Sin embargo, en la muestra sometida a 50 kPa de presión de confinamiento la u aumentó hasta una $\varepsilon_a = 2\%$ y la curva se tiende hasta hacer su pendiente prácticamente horizontal. En este caso no existe una disminución brusca de las presiones intersticiales como ocurre en la muestra AAG-arena 20% con ρ_{dmax} (figura 6.2.10b). Como tal, estas muestras del lado húmedo no poseen comportamiento de tipo dilatante. Estas muestras poseen un comportamiento $u - \varepsilon_a$ similar al de las probetas AAG % y AAG-arena 10% del lado húmedo.

Se aborda el cálculo del módulo E_{50} de las curvas representativas $\sigma'_d - \varepsilon_a$ (figura 6.2.14c) a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Los valores correspondientes a esta estimación se resumen en la tabla 6.2.9.

Tabla 6.2.9. Módulo E_{50} hallado a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

Presión de confinamiento (kPa)	Módulo de Young E_{50} (kPa)
50	7135,71
150	14086,95
300	29775,00

Como ocurre con la muestra AAG-arena 10%, los módulos de Young (E_{50}) para la AAG-arena 20% del lado húmedo son superiores que para la muestra con la densidad máxima. Además, E_{50} aumenta a medida que van aumentando las tensiones de confinamiento.

Al igual que las muestras AAG-arena 10% del lado húmedo, la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo también posee un comportamiento plástico. En este caso, es debido a que con la introducción de un 20% de arena y al encontrarnos en el lado húmedo de la curva de compactación, la muestra posee una mayor lubricación de la fase continua del agua favoreciendo la dispersión y el mejor empaquetamiento de las

partículas arcillosas y arenosas en su microfábrica impidiendo esa reorientación, por tanto la rigidización.

A partir de los datos obtenidos del ensayo triaxial de tipo CU se han representado los círculos de Mohr característicos para cada tensión de confinamiento y las envolventes de rotura, como se ilustra en la figura 6.2.15, en tensiones totales (línea continua) y efectivas (línea discontinua).

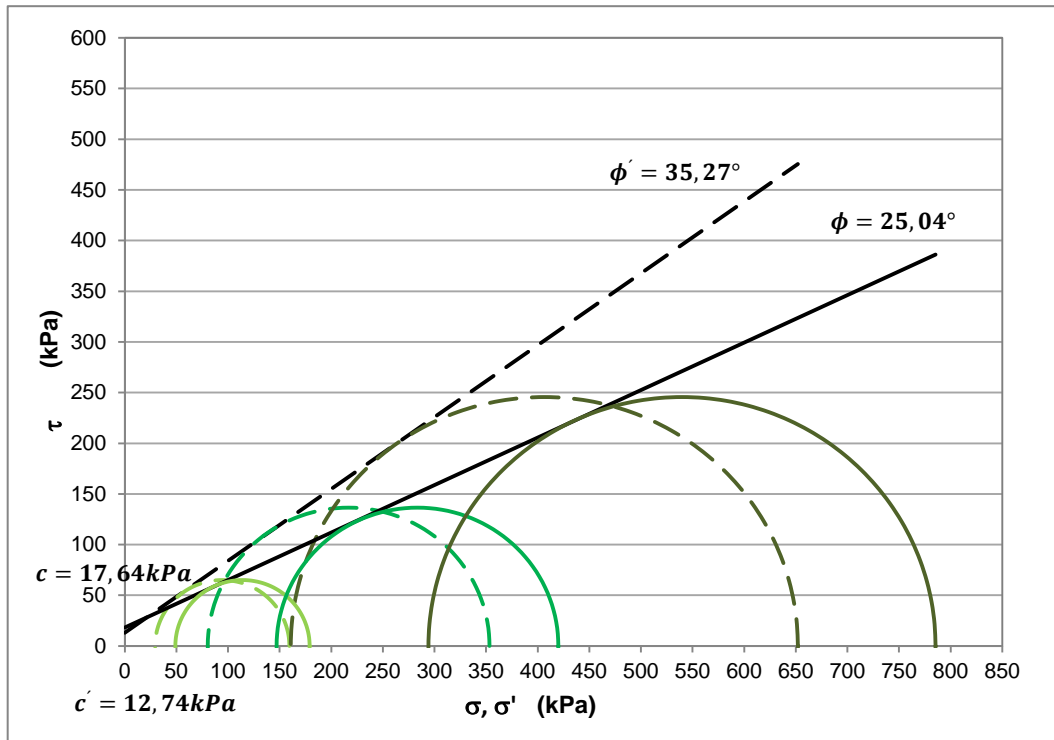


Figura 6.2.15. Círculos de Mohr (Línea continua: presiones totales; línea discontinua: presiones efectivas) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

Los círculos de Mohr resultantes se reflejan en la figura 6.2.15 y como las muestras arcilla-arena 20% del lado húmedo no sufren dilatación, los círculos de Mohr en tensiones efectivas se desplazan hacia la izquierda respecto a los círculos de Mohr en totales.

El cálculo de los círculos de Mohr hace preciso considerar la estimación de los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de rozamiento interno) tanto en totales, como en efectivas. La cohesión posee un valor de $c = 17,64 \text{ kPa}$ en totales y en efectivas de $c' = 12,74 \text{ kPa}$. El ángulo de rozamiento interno en totales alcanza un valor de $\phi = 25,04^\circ$ y en efectivas de $\phi' = 35,27^\circ$. Estos valores se recogen en la tabla 6.2.10.

Tabla 6.2.10. Parámetros de resistencia de la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

Parámetros	c (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	ϕ' (°)
Lado húmedo	17,64	12,74	25,04	35,27

También se ha calculado el coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) como se muestra en la tabla 6.2.11.

Tabla 6.2.11. Coeficiente de empuje en reposo (k_0) y el coeficiente de Poisson (ν) para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

Parámetros	k_0	ν
Lado húmedo	0,47	0,32

Además, en la figura 6.2.16 se muestra evolución del parámetro A de Skempton calculado con la deformación axial (ε_a) y en el momento de la rotura (A_f) (tomado en $\varepsilon_a = 10\%$).

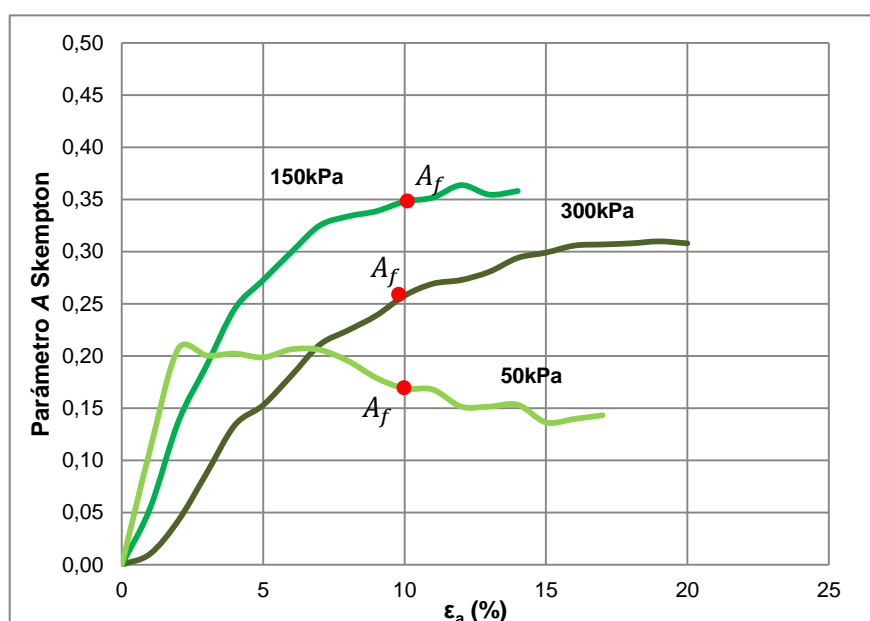


Figura 6.2.16. Variación del parámetro A de Skempton con respecto a la deformación axial del ensayo triaxial CU, para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

El resultado ilustrado en la figura 6.2.16 muestra las curvas de las tres probetas sometidas a distintas tensiones de confinamiento. Todas las muestras AAG-arena 20% del lado húmedo poseen un comportamiento de una arcilla ligeramente sobreconsolidada. En la tabla 6.2.12 se resumen los valores obtenidos del parámetro

A_f . Este comportamiento es similar al de la muestra AAG % y AAG-arena 10% del lado húmedo.

Tabla 6.2.12. Parámetro A_f de Skempton para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

Presión de confinamiento (kPa)	Parámetro A_f
50	0,16
150	0,35
300	0,25

Además de la representación de los círculos de Mohr, también se han expresado los resultados en términos de trayectorias de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales y efectivas, la envolvente de rotura en efectivas y la línea CSL (figura 6.2.17).

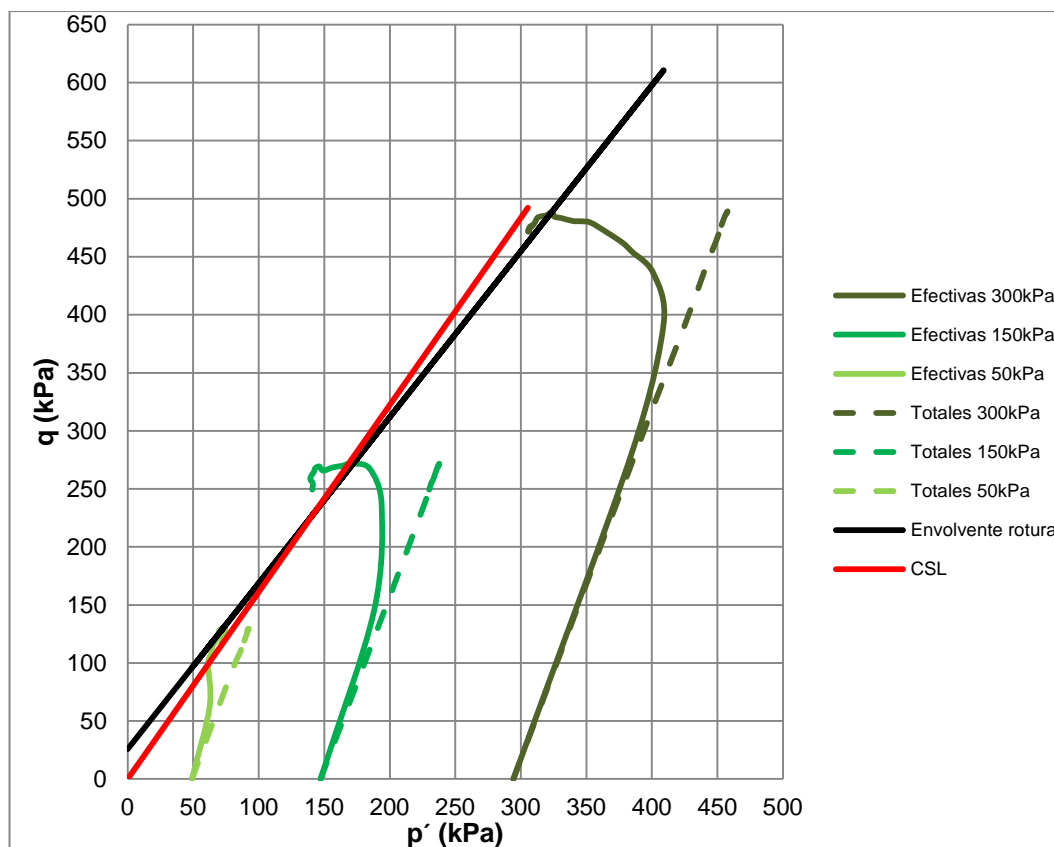


Figura 6.2.17. Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q$ en totales (línea discontinua) y efectivas (línea continua), envolvente de rotura en efectivas y línea CSL para la AAG-arena 20% del lado húmedo.

Como se puede observar en la figura 6.2.17, el material muestra un comportamiento contractivo. En las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ de la figura 6.2.14 (a), todas las muestras AAG-arena 20% muestran un comportamiento elástico en un rango de deformación axial comprendido entre el 0 y el 3%. Este comportamiento elástico se puede observar en la figura 6.2.17 siendo éste el tramo recto de cada una de las trayectorias de tensiones. En las curva $\sigma_d - \varepsilon_a$ mencionadas anteriormente, se observa que después del tramo elástico pasa a tener un comportamiento plástico o de strain hardening, éste cambio se aprecia en el cambio de curvatura que presentan las trayectorias de tensiones. En este caso, a partir de la línea CSL se ha obtenido un valor de $\phi' = 39,42^\circ$ (tabla 6.2.13).

Tabla 6.2.13. Valores del ángulo de rozamiento interno en efectivas estimado a partir de los círculos de Mohr y de la línea CSL para la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo.

$\phi' (^\circ)$ Mohr-Coulomb	$\phi' (^\circ)$ Línea CSL
35,27	39,42

CAPÍTULO 7. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR

En el presente capítulo se van a exponer los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos realizados en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para poder así conocer la respuesta de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%, todas ellas con la densidad máxima) bajo cargas dinámicas. En la tabla 7.1 se resumen los ensayos dinámicos realizados. También se ha llevado a cabo una comparativa de los resultados de los ensayos dinámicos con las predicciones de las curvas empíricas de correlación propuestas por Ishibashi y Zhang (1993) y Darendeli (2001).

Tabla 7.1. Ensayos dinámicos.

Muestra	Ensayo	Laboratorio	Normativa
AAG % con ρ_{dmax}	Triaxial cíclico tipo CU con medida de presión intersticial	CEDEX	ASTM D 3999-91
AAG-arena 10% con ρ_{dmax}			
AAG-arena 20% con ρ_{dmax}			
AAG % con ρ_{dmax}	Bender Element en la célula Triaxial		Sin normativa específica
AAG-arena 10% con ρ_{dmax}			
AAG-arena 20% con ρ_{dmax}			

7.1. Ensayo triaxial cíclico

La evaluación e interpretación de los ensayos triaxiales cíclicos se lleva a cabo para las muestras; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%, compactadas con la densidad máxima (ρ_{dmax}).

Para cada uno de los materiales se incluyen las gráficas representativas del comportamiento tensión desviadora (σ_d) – deformación axial (ε_a) (curvas de histéresis para 100 ciclos y para cada serie de la tensión desviadora), el desarrollo de presiones intersticiales (u), el módulo de rigidez al cortante (G) y la razón de amortiguamiento (D) en función del número de ciclos (N).

Se han expresado los resultados en términos de trayectorias de tensiones cíclicas y se han relacionado con las envolventes lineales de rotura en tensiones

efectivas calculadas a partir del criterio de rotura de Mohr-Coulomb para cada tipo de material.

Para el estudio del módulo de rigidez (G) y el coeficiente de amortiguamiento (D), se hace preciso estimar la variación de G/G_{max} y de D respecto a la deformación cíclica (γ_c).

7.1.1. Comportamiento del material respecto a la tensión desviadora (σ_d) en relación con la deformación cíclica (γ_c) y trayectorias de tensiones cíclicas

La figura 7.1.1 contiene las gráficas obtenidas del ensayo triaxial cíclico de tipo CU del comportamiento típico tensión desviadora (σ_d) – deformación axial (ε_a) exhibido por el material AAG % en condiciones de ρ_{dmax} bajo una presión efectiva de confinamiento de 50 kPa, para diferentes amplitudes de desviador.

Los resultados ilustrados en la figura 7.1.1 muestran que para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} , como se puede observar al analizar los ciclos de histéresis obtenidos del ensayo dinámico, el comportamiento tensión-deformación es elasto-plástico, las deformaciones desarrolladas son pequeñas y éstas aumentan según aumenta la amplitud del desviador.

En las gráficas de la figura 7.1.2 se muestran las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ calculadas del ensayo triaxial dinámico y las respectivas envolventes de rotura o resistencia estáticas en tensiones efectivas que fueron estimadas a partir de los ensayos triaxiales de tipo CU en el Capítulo 5.

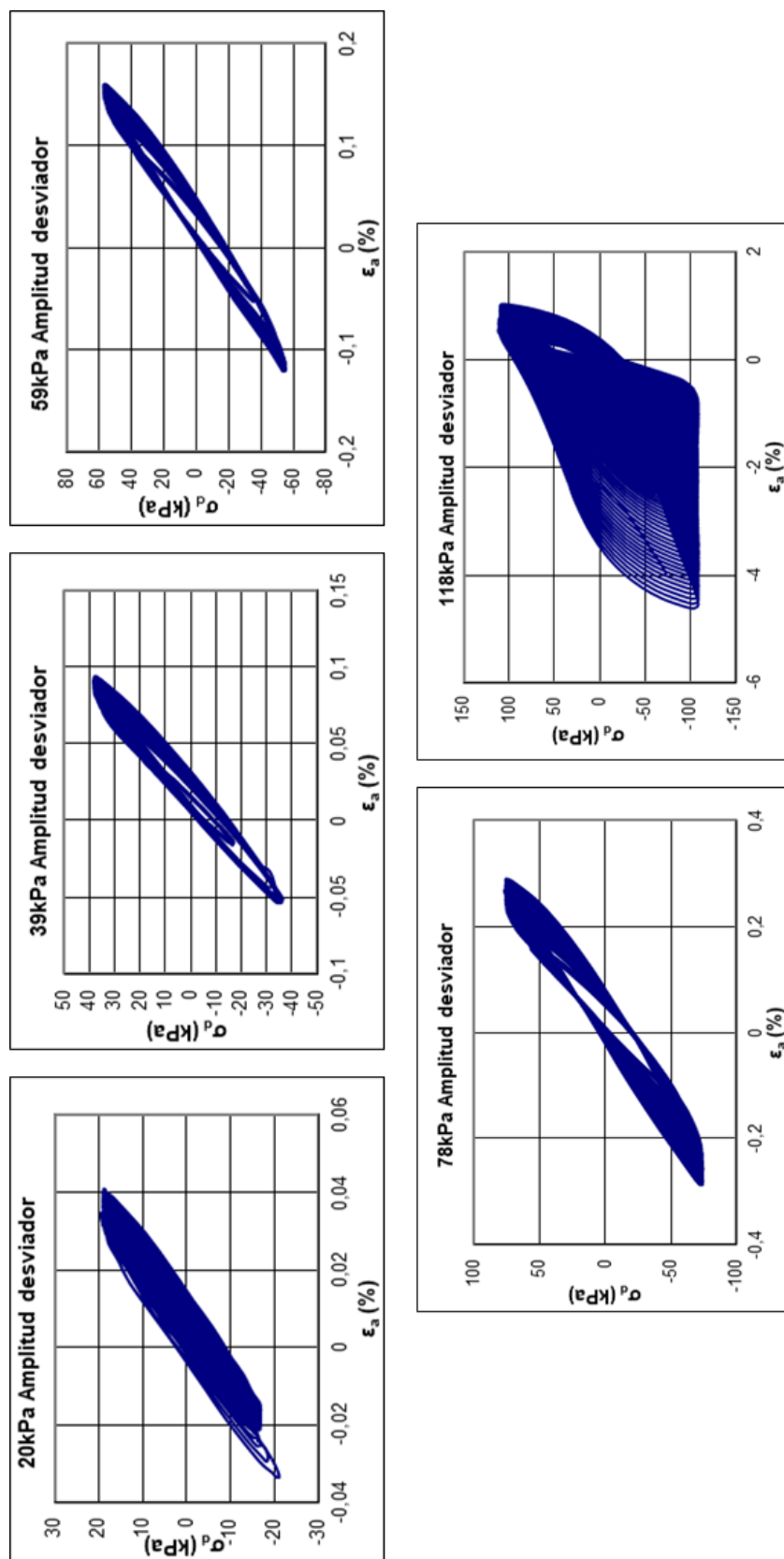


Figura 7.1.1. Comportamiento $\sigma_d - \epsilon_s$ para diferentes amplitudes de desviador cíclico para la muestra AAG %.

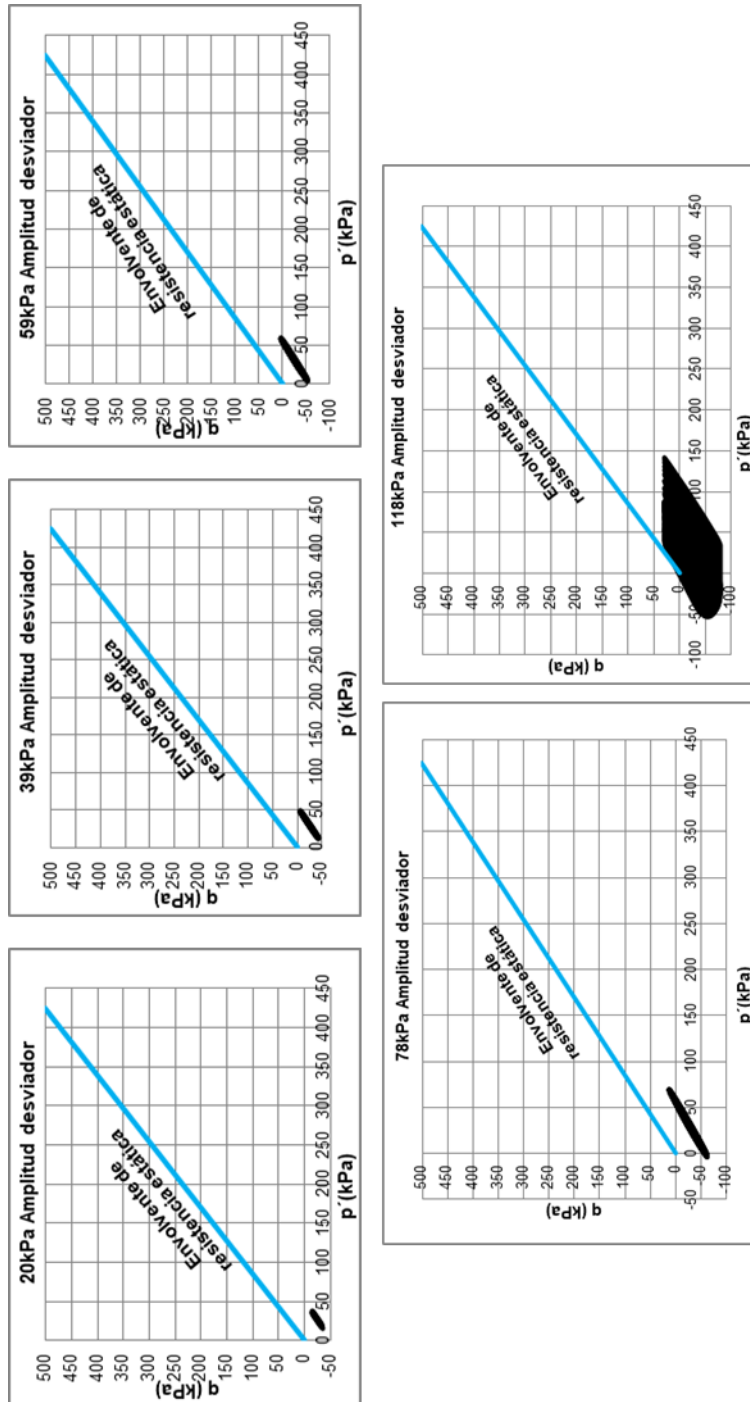


Figura 7.1.2. Trayectorias de tensiones cíclicas en el espacio $p' - q$ y envolvente de resistencia estática para diferentes amplitudes del desviador para la muestra AAG %.

Los resultados mostrados en la figura 7.1.2 para las relaciones de tensiones cíclicas iguales al 20, 39, 59 y 78 kPa de amplitud de desviador a 100 ciclos de carga, el material AAG % no llega a la condición de rotura bajo sollicitación dinámica. Sin embargo, para 118 kPa de amplitud de desviador, el material llega súbitamente a la rotura. Este fenómeno también ocurrió en el ensayo triaxial de tipo CU realizado para la muestra AAG %, en los cuales se observó el hinchamiento del material durante la fase de consolidación y saturación, aún continuando durante el proceso de rotura. En este ensayo dinámico la muestra AAG % llega a la rotura a deformaciones muy bajas, inferior a 1%, producida por el hinchamiento de la muestra como puede observarse en la figura 7.1.3.



Figura 7.1.3. Probeta de la muestra AAG % después del ensayo triaxial cíclico de tipo CU para 118 kPa de amplitud de desviador.

La figura 7.1.4 muestra las gráficas obtenidas del ensayo triaxial cíclico de tipo CU de comportamiento típico tensión desviadora (σ_d) – deformación axial (ε_a) de la muestra AAG-arena 10% bajo la presión efectiva de confinamiento de 50 kPa, para diferentes amplitudes de desviador. Se observa que el comportamiento tensión-deformación de la muestra AAG-arena 10% es elasto-plástico, las deformaciones desarrolladas son pequeñas y aumentan según aumenta la amplitud del desviador. Las deformaciones experimentadas por la muestra AAG-arena 10% son menores que las deformaciones de la muestra AAG %.

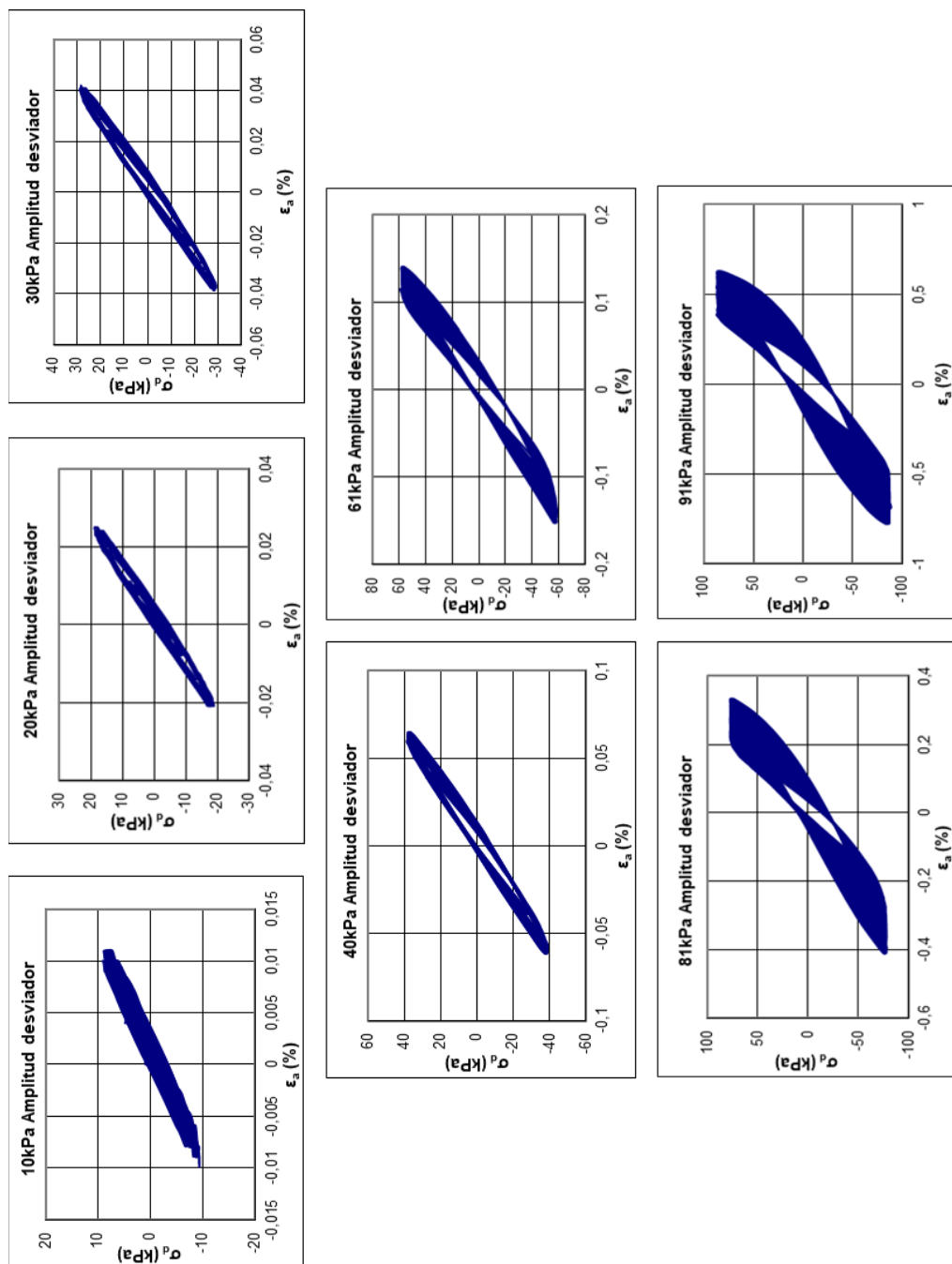


Figura 7.1.4. Comportamiento $\sigma_d - \varepsilon_s$ para diferentes amplitudes de desviador cíclico para la muestra AAG-arena 10%.

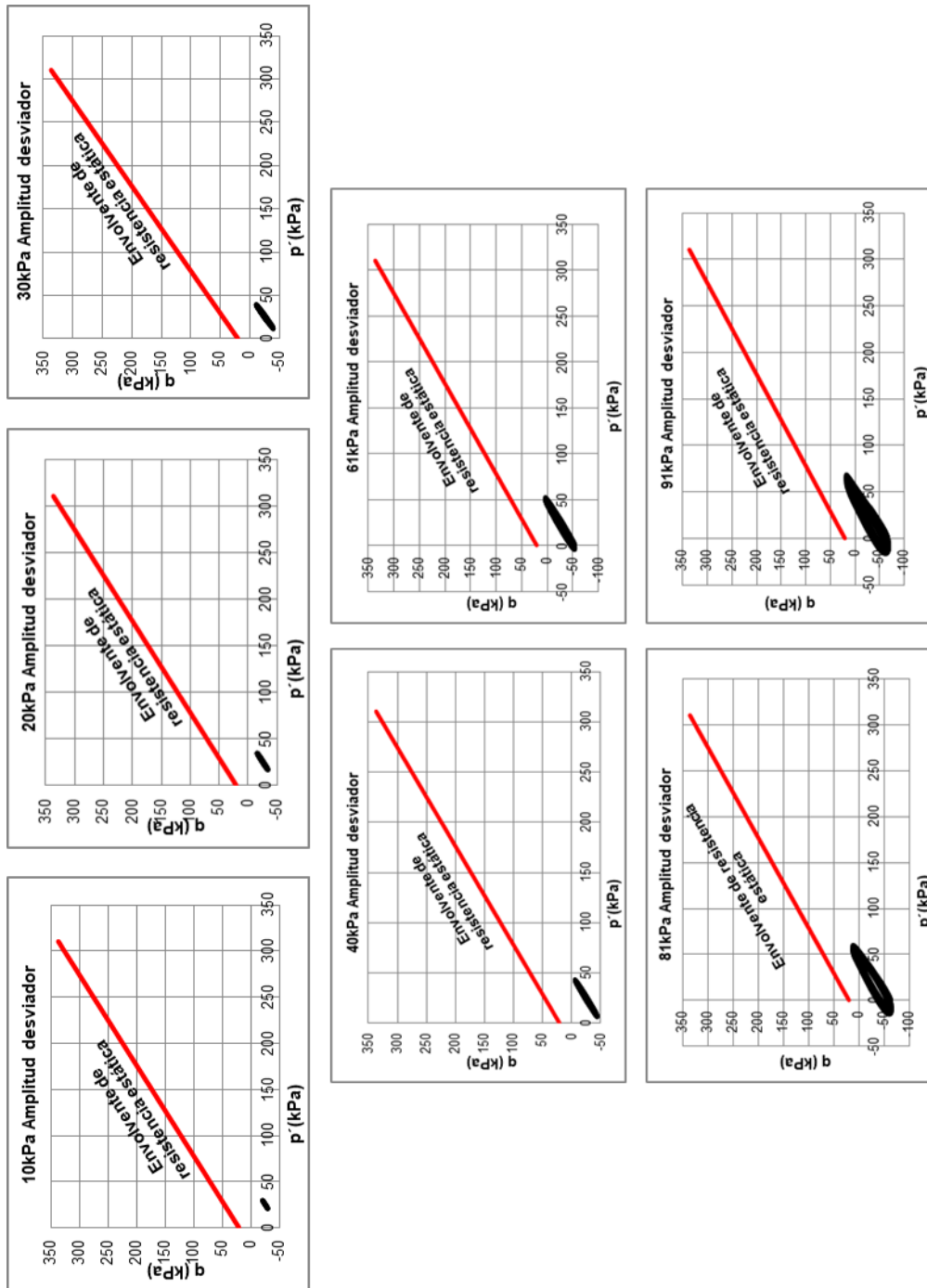


Figura 7.1.5. Trayectorias de tensiones cíclicas en el espacio p' - q y envolvente de resistencia estática para diferentes amplitudes del desviador para la muestra AAG-arena 10%.

En la figura 7.1.5 se han presentado las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ del ensayo triaxial cíclico para relacionarlas con las respectivas envolventes de resistencia estática en tensiones efectivas calculadas en el Capítulo 6. Los resultados ilustrados en las gráficas de la figura 7.1.5 para la AAG-arena 10%, para las relaciones de tensiones cíclicas iguales al 10, 20, 30, 40, 61, 81 y 91 kPa de amplitud de desviador a 100 ciclos de carga, el material no llega a la condición de rotura bajo sollicitación dinámica por ello, se tuvo que llevar a cabo la fase monotónica del ensayo (figura 7.1.8). Como se explicó en el Capítulo 4, la fase monotónica consiste en la aplicación de un desviador monotónico a velocidad constante de deformación hasta llegar a rotura para poder así obtener la resistencia monotónica del suelo tras la aplicación de las cargas cíclicas para evaluar la resistencia remanente del terreno.

En la figura 7.1.6 se presentan los resultados para la muestra AAG-arena 20% que refleja el comportamiento tensión desviadora (σ_d) – deformación axial (ε_a) para diferentes amplitudes de desviador. Se observa que la muestra AAG-arena 20% posee un comportamiento de carácter elasto-plástico al igual que las anteriores muestras. Las deformaciones desarrolladas son pequeñas y, también, aumentan según aumenta la amplitud del desviador. La muestra AAG-arena 10% tiene mayor deformación que la muestra AAG-arena 20%.

En las gráficas de la figura 7.1.7 se muestran las trayectorias de tensiones en el diagrama $p' - q$ calculadas del ensayo triaxial dinámico con las respectivas envolventes de resistencia estáticas en tensiones efectivas calculadas en el Capítulo 6.

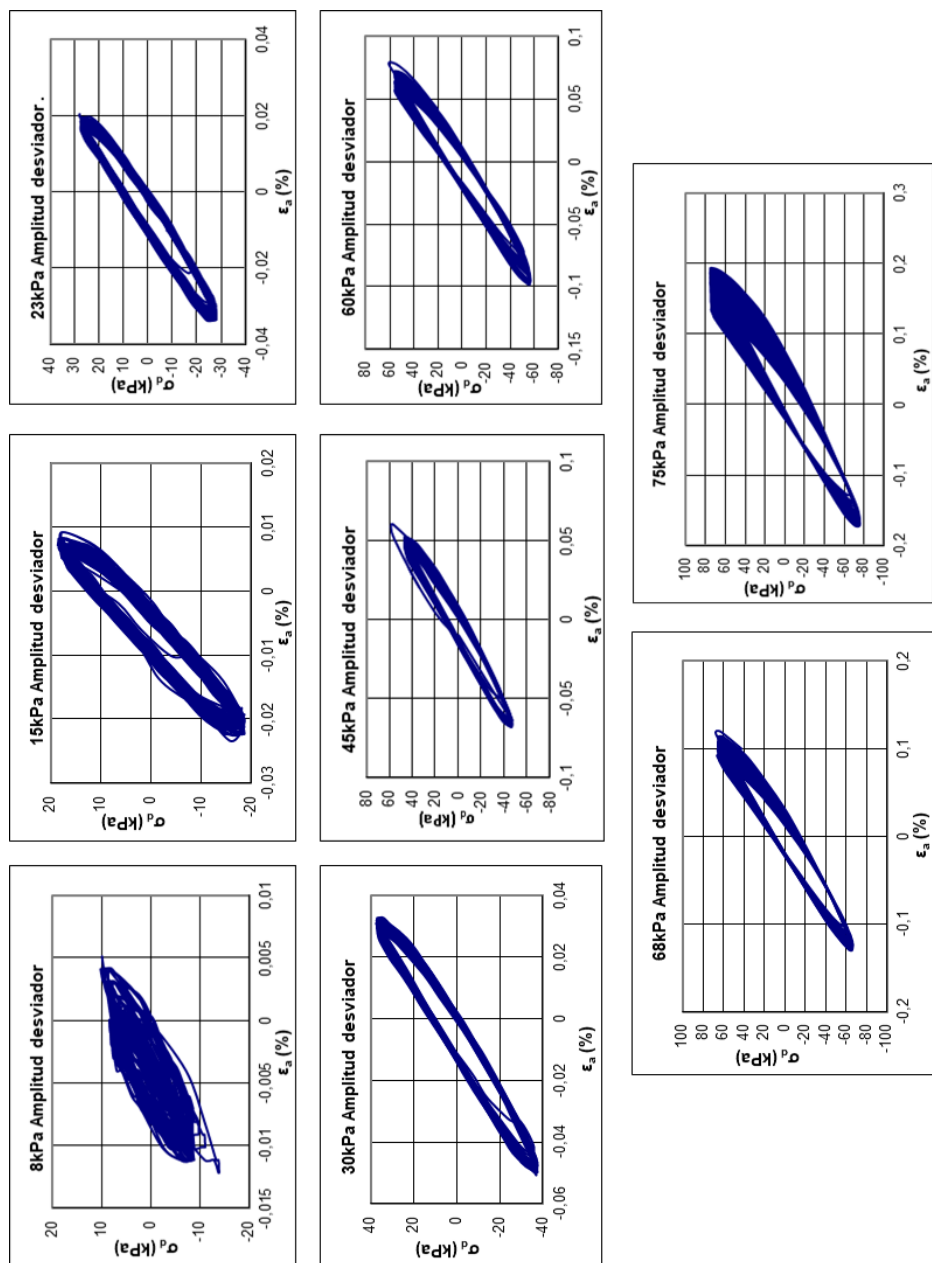


Figura 7.1.6. Comportamiento $\sigma_d - \varepsilon_s$ para diferentes amplitud de desviador cíclico para la muestra AAG-arena 20%.

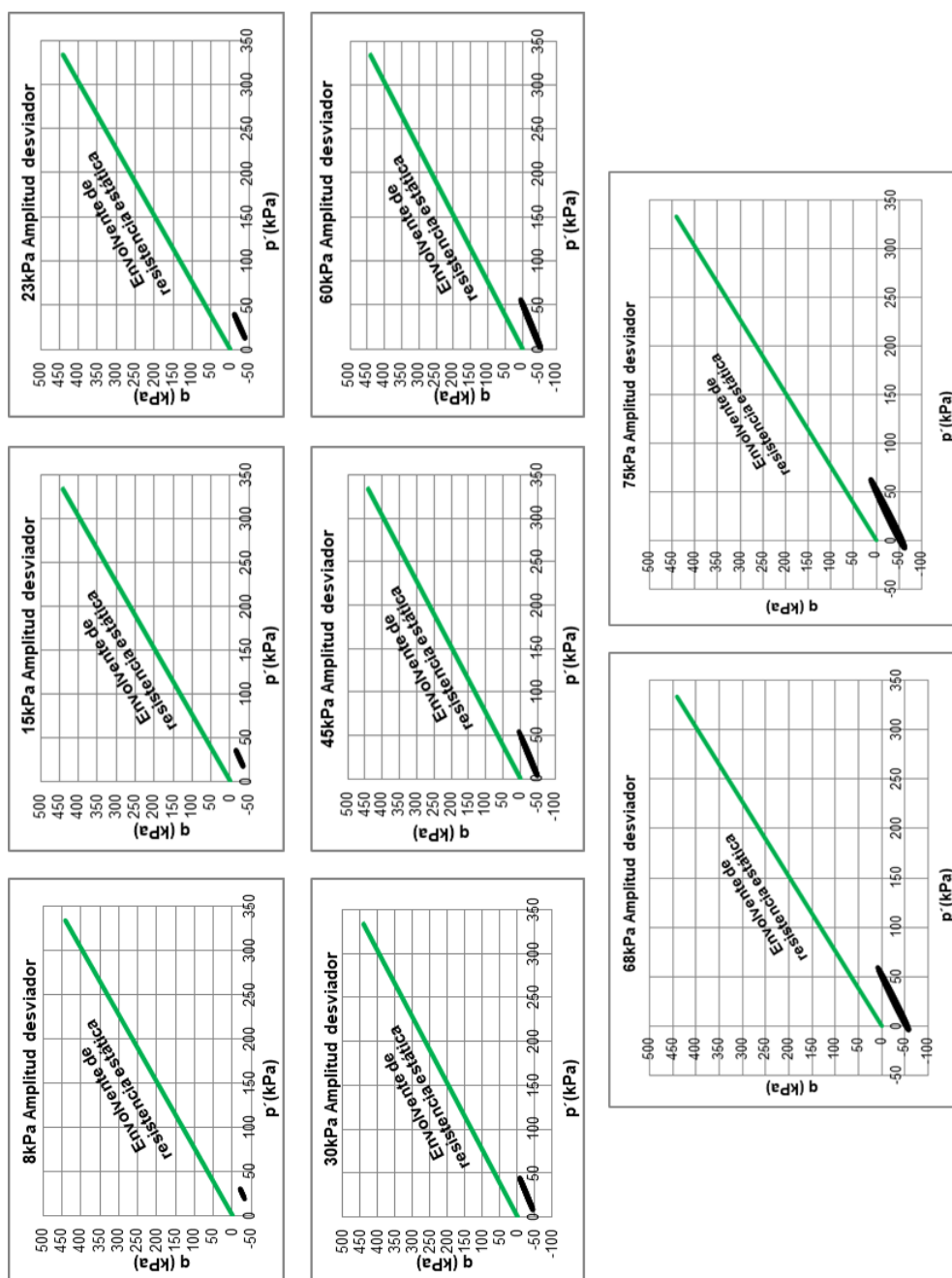


Figura 7.1.7. Trayectorias de tensiones cíclicas en el espacio $p' - q$ y envolvente de resistencia estática para diferentes amplitudes del desviador para la muestra AAG-arena 20%.

Para las relaciones de tensiones cíclicas iguales al 8, 15, 23, 30, 45, 60, 68 y 75 kPa de amplitud de desviador a 100 ciclos de carga (figura 7.1.7) de la muestra AAG-arena 20%, el material tampoco llega a la condición de rotura bajo sollicitación dinámica por ello, como en el caso de la muestra AAG-arena 10%, se tuvo que llevar a cabo la fase monotónica como se puede apreciar en la figura 7.1.8. En la muestra AAG % no se llevó a cabo la fase monotónica porque con la aplicación de las cargas cíclicas el material llegó a la rotura.

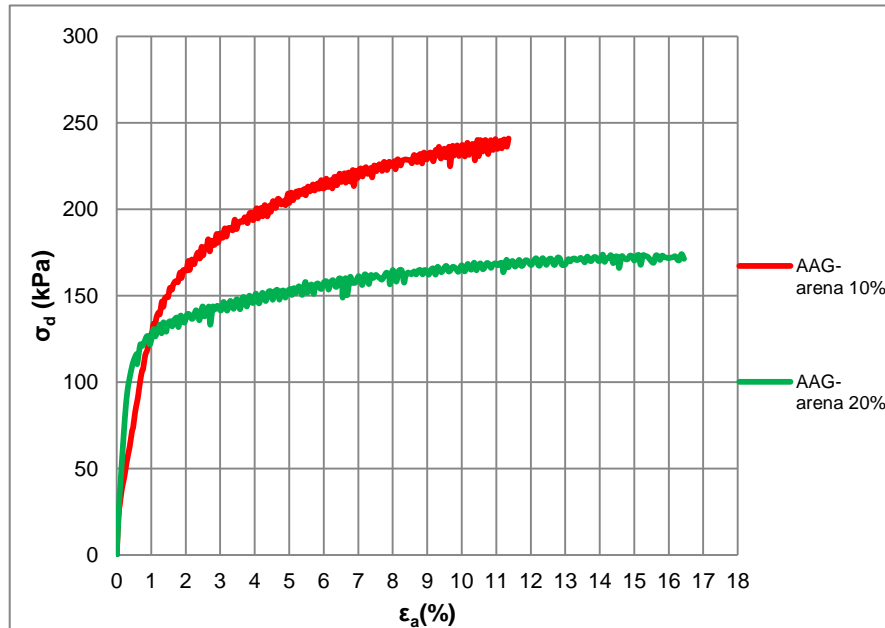


Figura 7.1.8. Evolución de la tensión desviadora (σ_d) respecto a la deformación axial (ϵ_a) para las muestras AAG- arena 10% y AAG- arena 20%.

El resultado de la gráfica de la figura 7.1.8 ilustra la fase monotónica del ensayo realizado en las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% hasta llegar a la rotura, alcanzando tensiones desviadoras de hasta 240 kPa y 173 kPa respectivamente. El material AAG-arena 10% llega a la rotura con una $\epsilon_a = 11,5\%$ mientras que la AAG-arena 20% llega a la rotura para una $\epsilon_a = 16,5\%$. Las muestras llegan a alcanzar casi los valores máximos del desviador cuando alcanzan tan sólo el 2% de deformación axial.

En la figura 7.1.9 se muestran las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% después de la fase monotónica del ensayo triaxial cíclico. En la muestra AAG-arena 10% se observa una superficie de rotura más marcada que en la muestra AAG-arena 20%.



Muestra AAG-arena 10%



Muestra AAG-arena 20%

Figura 7.1.9. Probetas de las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% después de llevar a cabo el ensayo triaxial cíclico.

7.1.2. Generación de presiones intersticiales

A continuación, en este apartado se muestran las presiones intersticiales generadas durante el ensayo triaxial cíclico CU para cada tipo de muestra; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} . Expresados los resultados en términos del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N), las curvas características para la muestra AAG % se reflejan en la figura 7.1.10, para la muestra AAG-arena 10% en la figura 7.1.11 y para la muestra AAG-arena 20% en la figura 7.1.12.

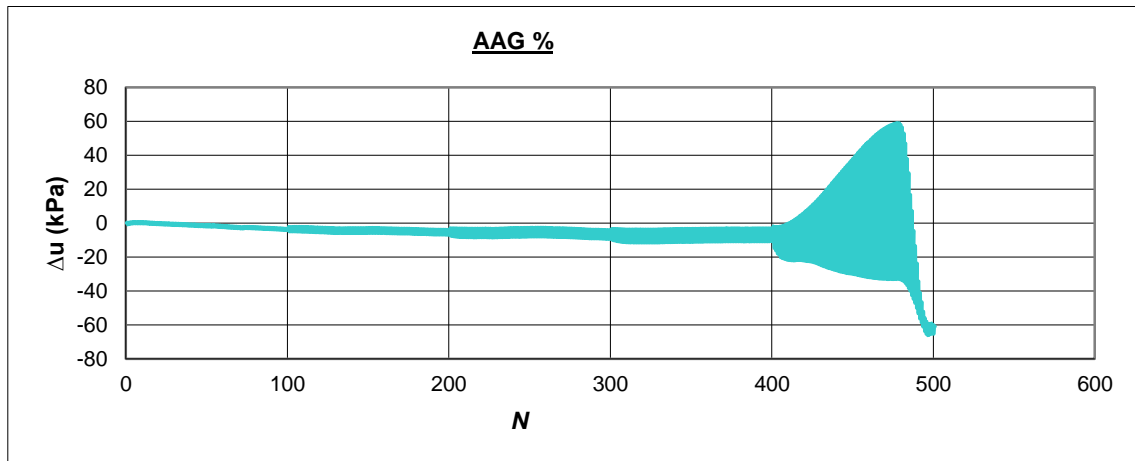


Figura 7.1.10. Variación del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N) para la muestra AAG %.

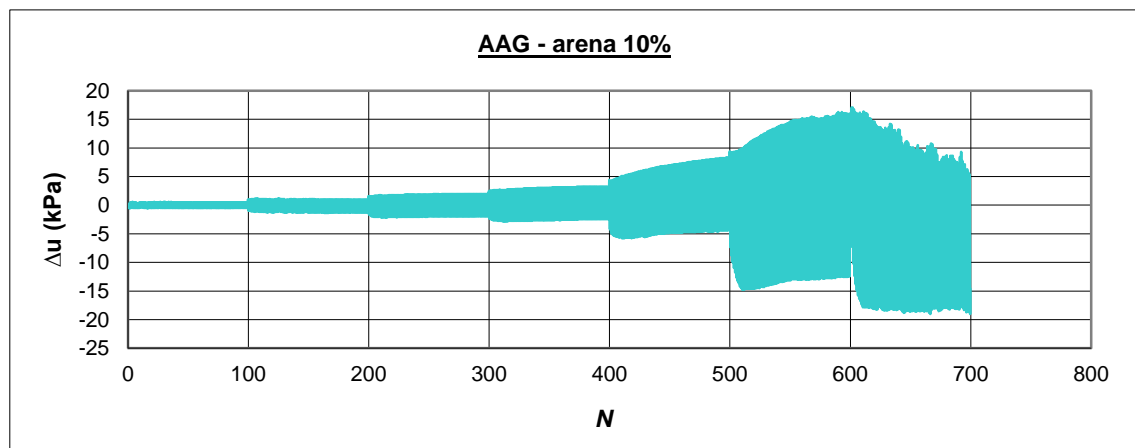


Figura 7.1.11. Variación del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N) para la muestra AAG-arena 10%.

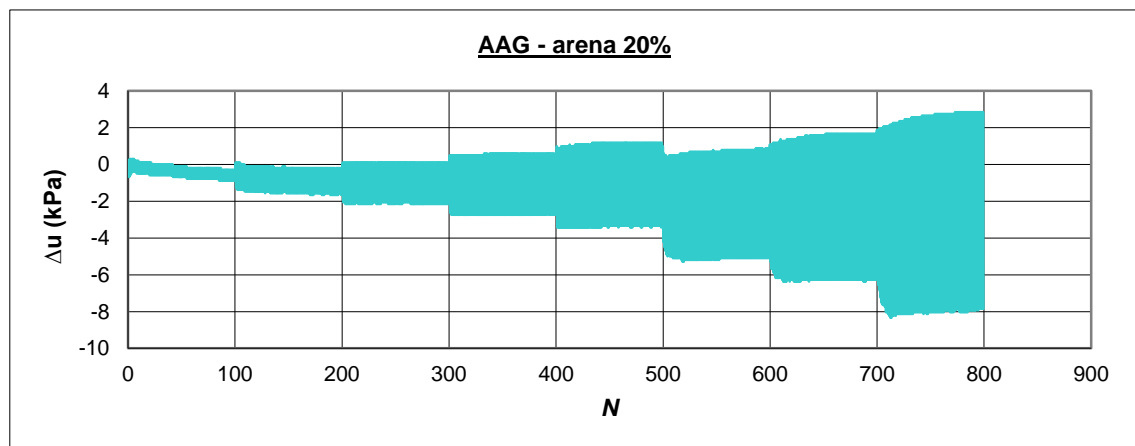


Figura 7.1.12. Variación del incremento de la presión de poros (Δu) con respecto al número de ciclos (N) para la muestra AAG-arena 20%.

En la muestra AAG % (figura 7.1.10) se produce un incremento importante de la presión intersticial a partir de los 400 ciclos llegando a alcanzar los 60 kPa, sobrepasando los 50 kPa de la presión de confinamiento del ensayo. A pesar de este incremento de la presión intersticial que supera la presión de confinamiento en la muestra compactada, AAG %, no parece probable el fenómeno de licuefacción con la pérdida total de la resistencia ya que, éste se reduce de forma importante al alcanzar la rotura de las muestras que permite mantener una resistencia efectiva relevante. La muestra AAG-arena 10% (figura 7.1.11) posee incremento de la presión intersticial gradual a medida que se desarrolla el ensayo llegando a alcanzar valores más bajos de Δu , 16 kPa, ya que, esta muestra está formada por un 10% de partículas arenosas en su mezcla y, por lo tanto, éstas facilitan la distribución del agua a través de la microfábrica del suelo según se va desarrollando el ensayo. La muestra AAG-arena 20% (figura 7.1.12) exhibe un incremento de la presión intersticial mucho más gradual desde el comienzo del ensayo, que las anteriores muestras (AAG % y AAG-arena 10%) alcanzando valores de hasta 3 kPa. Esto es debido a la microfábrica formada por los agregados arcillosos y las partículas arenosas (20% de arena) facilitan que el agua se introduzca en la muestra de manera más gradual entre sus partículas. De las figuras anteriores se observa una disminución en la generación de las presiones de poros con el aumento del contenido de arena en las muestras.

Los valores obtenidos del incremento de la presión intersticial (Δu) con respecto a la deformación axial (ϵ_a) en la fase monotónica del ensayo triaxial cíclico para las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% se ilustran en la figura 7.1.13.

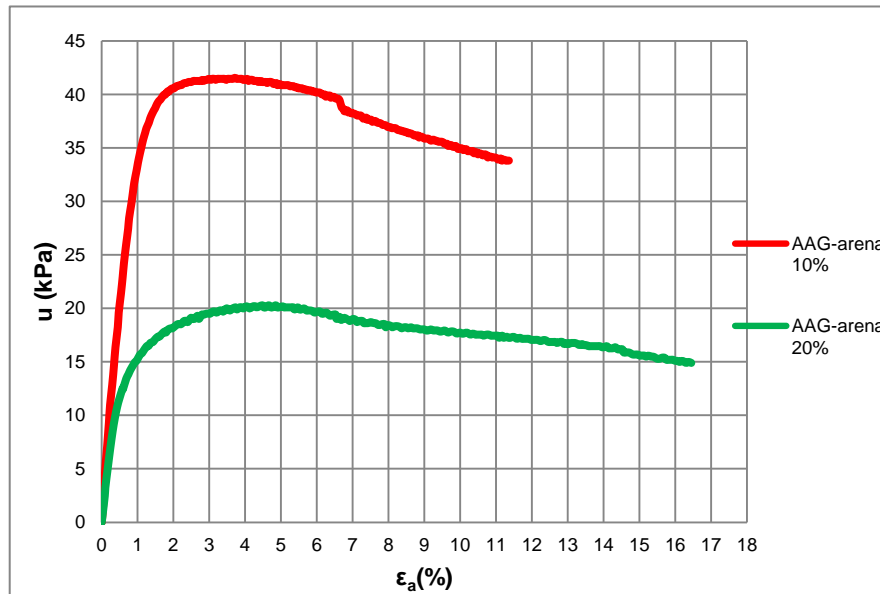


Figura 7.1.13. Generación de las presiones intersticiales (u) respecto a la deformación axial (ϵ_a) en la fase monótonica del ensayo de triaxial cíclico CU para las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Como se observa en las curvas de la evolución del incremento de presión de poros con respecto a la deformación axial de la figura 7.1.13, se deduce que, para las probetas que contienen arena, en la fase monótonica, la muestra AAG-arena 10% tiene mayor incremento de la presión intersticial, 41,5kPa, mientras que la muestra AAG-arena 20% es algo menor, 20,2kPa. Esto es debido a que como la muestra AAG-arena 20% contiene un porcentaje mayor de arena, facilita dispersión del agua a través de la microfábrica de la muestra no llegando a generar grandes incrementos de esta presión intersticial. A la muestra AAG-arena 10% le resulta un poco más difícil disipar el agua ya que posee menor porcentaje de arena y los agregados arcillosos dificultan, en parte, la dispersión del agua a través de la muestra por ello, la muestra sufre un mayor incremento de la presión intersticial.

Como tal, se ha realizado un análisis en profundidad para las tres muestras de los valores iniciales y finales de la humedad, porosidad y grado de saturación que se presentan en la tabla 7.1.1. En ella se aprecia un claro aumento de la humedad, índice de poros y grado de saturación posterior a la realización del ensayo. Esta diferencia se reduce al ir añadiendo arena, siendo menor en la muestra con el 20% de arena.

Tabla 7.1.1. Valores representativos de la humedad, índice de poros y grado de saturación inicial y final de las tres probetas ensayadas.

AAG %	Humedad inicial 21,7%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 31,5 - 21,7 = 9,8$	Índice de poros inicial (e_0)	0,955
	Humedad final 31,5%		Grado de saturación inicial (S_{r0})	0,602
AAG- arena 10%	Humedad inicial 21,8%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 28,9 - 21,8 = 7,1$	Porosidad inicial (n_0)	0,488
	Humedad final 28,9%		Índice de poros final (e_f)	1,112
AAG- arena 20%	Humedad inicial 21,7%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 23,1 - 21,7 = 1,4$	Grado de saturación final (S_{rf})	0,75
	Humedad final 23,1%		Porosidad final (n_f)	0,527
AAG- arena 10%	Humedad inicial 21,8%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 28,9 - 21,8 = 7,1$	Índice de poros inicial (e_0)	0,956
	Humedad final 28,9%		Grado de saturación inicial (S_{r0})	0,604
AAG- arena 20%	Humedad inicial 21,7%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 23,1 - 21,7 = 1,4$	Porosidad inicial (n_0)	0,489
	Humedad final 23,1%		Índice de poros final (e_f)	1,070
AAG %	Humedad inicial 21,7%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 31,5 - 21,7 = 9,8$	Grado de saturación final (S_{rf})	0,716
	Humedad final 31,5%		Porosidad final (n_f)	0,517
AAG- arena 10%	Humedad inicial 21,8%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 28,9 - 21,8 = 7,1$	Índice de poros inicial (e_0)	0,955
	Humedad final 28,9%		Grado de saturación inicial (S_{r0})	0,602
AAG- arena 20%	Humedad inicial 21,7%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 23,1 - 21,7 = 1,4$	Porosidad inicial (n_0)	0,488
	Humedad final 23,1%		Índice de poros final (e_f)	0,977
AAG %	Humedad inicial 21,7%	$w_f (\%) - w_0 (\%) = 31,5 - 21,7 = 9,8$	Grado de saturación final (S_{rf})	0,627
	Humedad final 31,5%		Porosidad final (n_f)	0,494

7.1.3. Módulo de rigidez (G)

Un aspecto muy relevante en el análisis de las propiedades dinámicas de los suelos es el estudio del módulo de corte o de rigidez (G) considerando su análisis en función del número de ciclos (N) y con respecto a la deformación cíclica (γ_c).

En la siguiente gráfica de la figura 7.1.14 se muestra la evolución de la rigidez respecto al número de ciclos para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

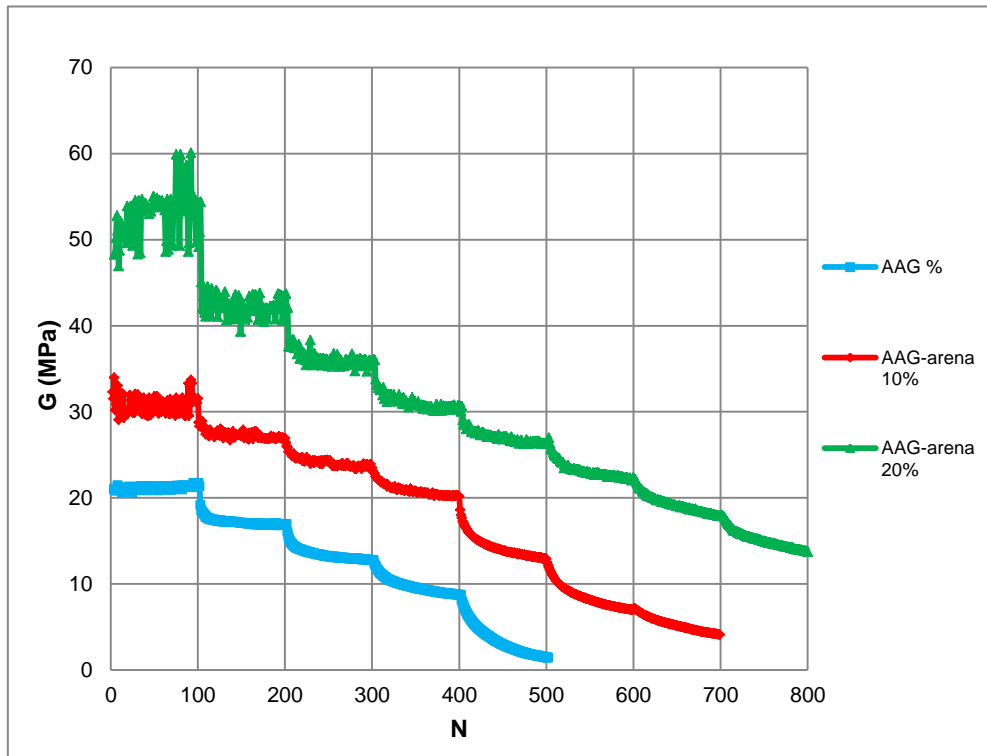


Figura 7.1.14. Evolución del módulo de rigidez (G) con respecto al aumento del número de ciclos (N) a lo largo del ensayo triaxial cíclico para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Los resultados ilustrados en la figura 7.1.14, en todos los casos, se aprecia una reducción importante de este módulo de rigidez a medida que se incrementa el número de ciclos de aplicación de la carga desviador. Los valores de G son mayores a mayor contenido en arena de la muestra, siendo la muestra AAG % la del valor más bajo de G . La mayor reducción de la rigidez a medida que se va desarrollando el ensayo la experimenta la muestra AAG-arena 20%, seguida de AAG-arena 10% y por último la muestra AAG %. Este comportamiento es debido a que la muestra AAG-arena 20% posee una mayor densidad seca máxima según las curvas de compactación representativas obtenidas para cada tipo de muestra del estudio (Capítulo 6. Figura 6.2.1). Esto es debido a la mejor agrupación y acercamiento de los materiales durante la compactación de los agregados arcillosos y de las partículas arenosas que conforman la microfábrica de las muestras.

Para un mejor estudio del comportamiento dinámico de los materiales se ha analizado el módulo de corte normalizado G/G_{max} con respecto a la deformación cíclica (γ_c) (figura 7.1.15).

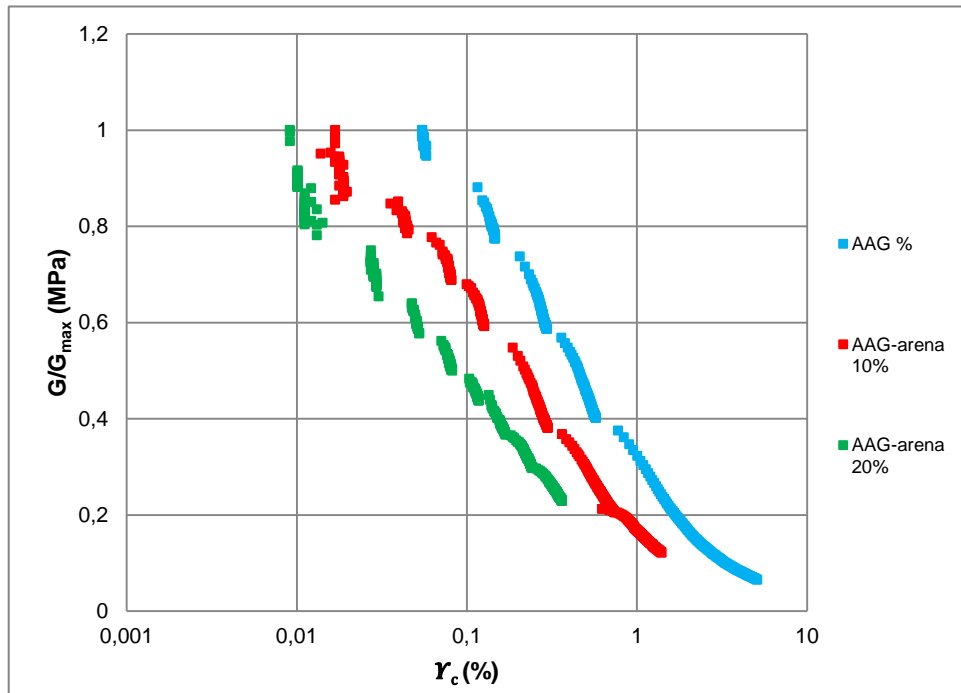


Figura 7.1.15. Evolución de G/G_{max} obtenido del ensayo triaxial cíclico con respecto a la deformación cíclica (r_c) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

La figura 7.1.15 muestra una tendencia de decrecimiento similar del módulo de corte normalizado respecto a la deformación cíclica para los tres tipos de muestra. Para un mismo valor de deformación, el valor de G/G_{max} es mayor para la muestra AAG %, seguida de la muestra AAG-arena 10% y el menor para la muestra AAG-arena 20%, lo que indica que la muestra AAG % es más deformable que las muestras que contienen arena. La muestra menos deformable es la muestra con mayor contenido en arena, AAG-arena 20%.

7.1.4. Coeficiente de amortiguamiento (D)

Se va a exponer el análisis realizado del coeficiente de amortiguamiento. El coeficiente de amortiguamiento (D) o también llamado *Damping ratio*, muestra la capacidad que tiene un suelo para disipar la energía, por lo tanto, se ha estudiado su evolución en función del número de ciclos (N) y con respecto a la deformación cíclica (r_c). En la figura 7.1.16 se muestra la evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) con respecto al número de ciclos (N).

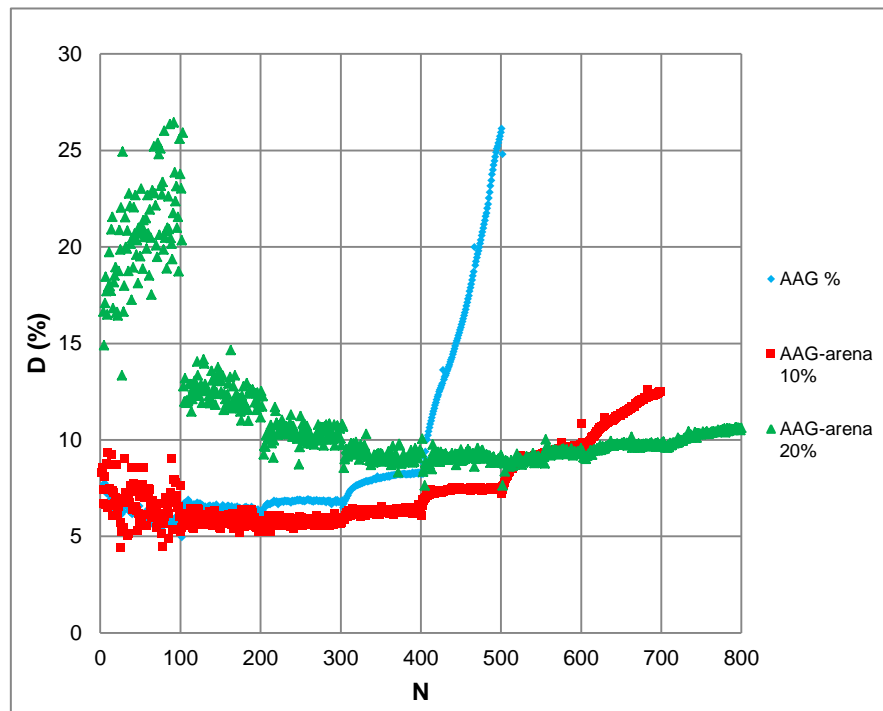


Figura 7.1.16. Evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) con el aumento del número de ciclos (N) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Como se observa en la figura 7.1.16, el coeficiente de amortiguamiento aumenta de forma significativa en la muestra AAG % indicando un aumento de la liberación de las energías con el aumento de los ciclos y el esfuerzo desviador hasta que la muestra llega a la rotura. No obstante, la evolución de este parámetro no resulta tan evidente en las probetas mezcladas con material granular. Puede deducirse que de 0 a 400 ciclos la muestra con mayor contenido en arena posee el mayor D , es decir, mayor capacidad para disipar la energía. En la probeta AAG-arena 10%, a partir de 300 ciclos la capacidad de disipar la energía comienza a aumentar (aumento de D). En la muestra AAG-arena 20% se observa también un aumento del coeficiente de amortiguamiento (D) pero a partir de los 500 ciclos siendo éste aumento el menos marcado comparándolo con las otras muestras.

También se aborda el cálculo de la evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) con respecto a la deformación cíclica (γ_c) (figura 7.1.17).

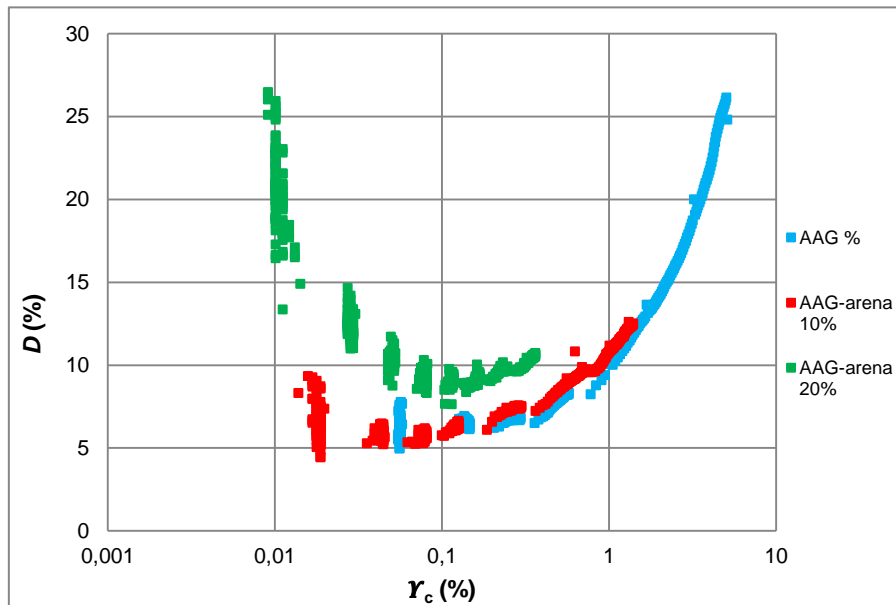


Figura 7.1.17. Evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) con respecto a la deformación cíclica (γ_c) obtenido del ensayo triaxial cíclico para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

En la figura 7.1.17 se observa que el amortiguamiento de la muestra AAG % aumenta según aumenta la deformación cíclica del material llegando a un coeficiente de amortiguamiento de 26% con una deformación cíclica de un 5%. La muestra AAG-arena 10%, al principio de ensayo para deformaciones cíclicas muy bajas ($<0,08\%$) muestra un descenso en amortiguamiento, para posteriormente aumentarlo hasta un valor de $D = 12\%$ con una $\gamma_c = 1,39\%$. Sin embargo, la muestra que contiene el 20% de arena sufre un descenso en el amortiguamiento a medida que aumenta la deformación, para valores bajos de deformación (γ_c entre 0,01 y 0,1), pero a mayores deformaciones el coeficiente de amortiguamiento aumenta ligeramente hasta un $D = 10,6\%$ correspondiente a una $\gamma_c = 0,36\%$.

7.2. Ensayo de Bender Element

Una vez realizado el ensayo triaxial cíclico, se ha llevado a cabo el ensayo de *Bender Element* en la misma célula del ensayo triaxial para los tres tipos de muestras; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% con densidad máxima (ρ_{dmax}) para el rango de diferentes presiones de confinamiento (0, 20, 50, 75 y 100 kPa).

En las figuras 7.2.1 y 7.2.2 se muestran algunos de los resultados realizados mediante el ensayo de *Bender Element* de dos muestras; AAG % y AAG-arena 10% a distintas presiones de confinamiento, 20 kPa y 100 kPa respectivamente.

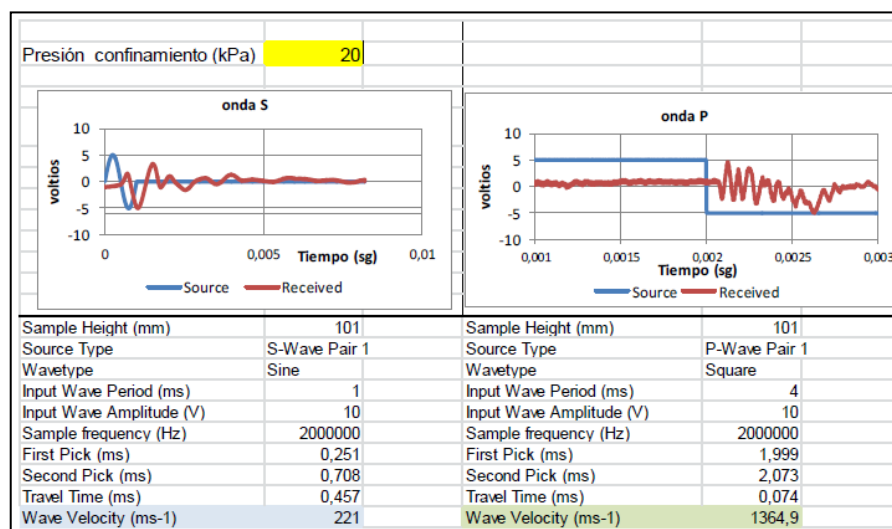


Figura 7.2.1. Resultados obtenidos del ensayo de *Bender Element* para la muestra AAG % bajo una presión de confinamiento 20 kPa.

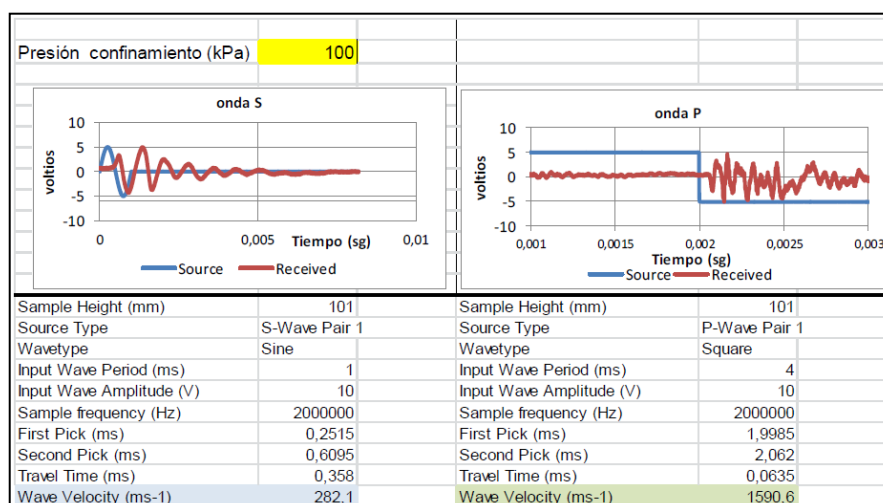


Figura 7.2.2. Resultados obtenidos del ensayo de *Bender Element* para la muestra AAG-arena 10% bajo una presión de confinamiento 100 kPa.

A partir de este ensayo se obtuvieron velocidad de ondas S (v_s), velocidad de ondas P (v_p) y el cálculo de módulo G_{max} mediante la fórmula de Stokoe (1980):

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad [4.8]$$

donde v_s es la velocidad de una onda de corte en el elemento de suelo y ρ es la densidad del material (Dobry & Vucetic, 1991). Los resultados obtenidos de la fórmula anterior se resumen en la tabla 7.2.1. En la gráfica de la figura 7.2.3 se observa la variación del módulo G_{max} con la presión de confinamiento para los distintos materiales.

Tabla 7.2.1. Resultados obtenidos de v_s , v_p y G_{max} para distintas presiones de confinamiento para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Presión confinamiento (kPa)	AAG %			AAG-arena 10%			AAG-arena 20%		
	v_s (m/s)	v_p (m/s)	G_{max} (MPa)	v_s (m/s)	v_p (m/s)	G_{max} (MPa)	v_s (m/s)	v_p (m/s)	G_{max} (MPa)
0	288	543	169	424	699	360	350	537	250
20	221	1365	100	258	1666	133	312	1430	199
50	230	1542	108	262	161	137	320	1661	208
75	238	1603	116	273	1656	149	322	1616	212
100	247	1656	124	282	1591	159	320	1534	209

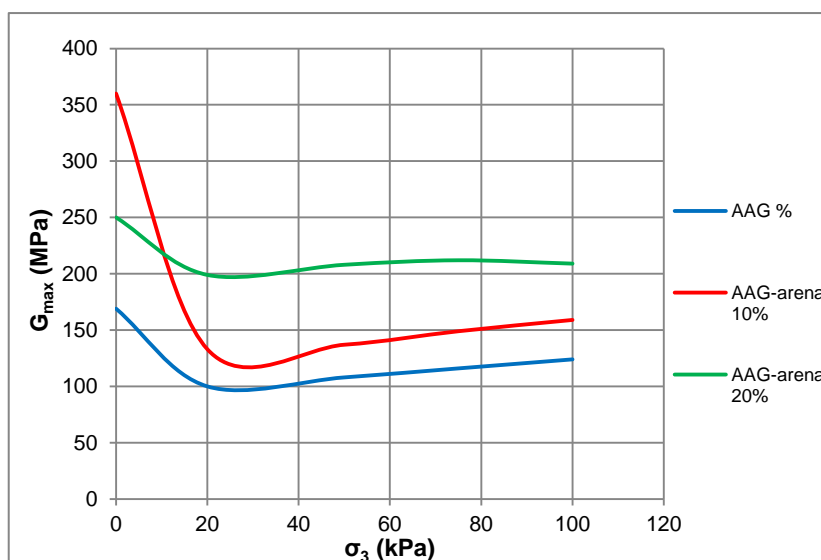


Figura 7.2.3. Variación de G_{max} con respecto a la presión de confinamiento (σ_3) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

En general, se percibe en las curvas representativas de la figura 7.2.3 una tendencia que indica que los mayores valores de módulos de corte corresponden a las muestras con mayor porcentaje de material granular (AAG-arena 20%).

El módulo G_{max} , en general, se incrementa de forma importante en las muestras AAG-arena 20% coherente con el aumento de la densidad seca máxima observada en la curva de compactación representativa. Este último comportamiento puede originarse probablemente, además de por la cantidad de los materiales granulares, por la mejor agrupación y acercamiento de los materiales durante la compactación.

Por otra parte, según los resultados que se reflejan en la tabla 7.2.1, para la muestra AAG %, la velocidad de ondas S (v_s), ondas P (v_p) y el módulo de rigidez máximo (G_{max}) aumentan según aumenta la presión de confinamiento. En el caso de la muestra AAG-arena 10%, la v_s y el módulo G_{max} aumentan también con el incremento de la presión de confinamiento. Sin embargo, la v_p varía independientemente de la presión de confinamiento al igual que para la muestra AAG-arena 20%. Para la muestra AAG-arena 20%, la v_s y el módulo G_{max} a partir de estos 50 kPa de confinamiento, estos valores se mantienen más o menos estables.

Destacar que el módulo G_{max} muestra una tendencia marcada al decrecimiento desde 0 hasta 20 kPa de presión de confinamiento, a partir de la cual la rigidez se va incrementando en menor proporción. Esta tendencia es menos marcada en la muestra AAG-arena 20%.

7.3. Comparativa de los ensayos dinámicos con las predicciones de las correlaciones de Ishibashi y Zhang (1993) y Darendeli (2001)

Se ha realizado una comparación de los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos de laboratorio, ya descritos anteriormente, con las correlaciones empíricas ampliamente usadas en la predicción de las características dinámicas de los suelos (módulo dinámico de corte (G) y razón de amortiguamiento (D)), en particular las formulaciones de Ishibashi-Zhang (1993) y Darendeli (2001), con el fin de verificar su aplicabilidad al material del presente estudio. Se comparan sus resultados con los obtenidos en ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

7.3.1. Ajuste con correlaciones de G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c)

Aplicando el método de cálculo utilizado por Ishibashi y Zhang (1993) a los datos obtenidos del ensayo triaxial cíclico, con un índice de plasticidad $IP = 42,9$ para la muestra AAG %, $IP = 36,1$ para la AAG-arena 10% y para la AAG-arena 20% $IP = 47,3$ (Capítulo 3), se ha usado la fórmula apropiada para un IP entre 15 y 70 %, ya previamente indicada al inicio del capítulo 2:

$$n(IP) = 7 \cdot 10^{-7} IP^{1,976} \quad 15 < IP \leq 70 \quad [2.4]$$

Para el cálculo mediante la correlación empírica:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, IP) \bar{\sigma}_0^{m(\gamma, IP) - m_0} \quad [2.1]$$

En la figura 7.3.1 se exponen las curvas superpuestas de los resultados obtenidos de las gráficas G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes realizados mediante Ishibashi y Zhang (1993) con objeto de apreciar mejor la calidad del ajuste respecto a los resultados del ensayo.

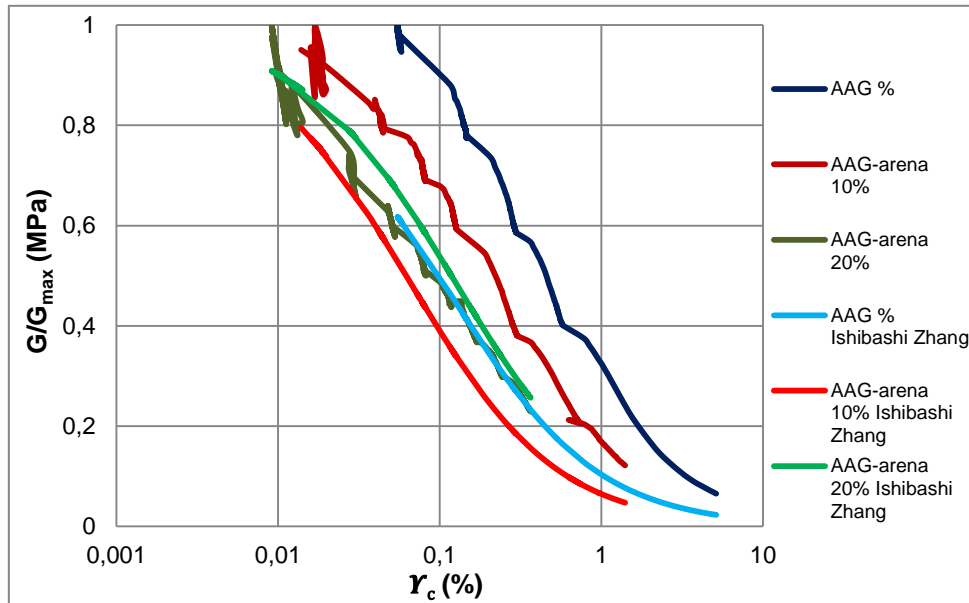


Figura 7.3.1. Evolución G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes de Ishibashi y Zhang (1993) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Comparando estos ajustes con los resultados del ensayo triaxial cíclico, se puede deducir que, por este método, no se obtiene un ajuste real del G/G_{max} . A pesar

de tener las curvas una tendencia de decrecimiento similar, en este caso, para un mismo valor de deformación, el valor de G/G_{max} es mayor para la muestra AAG-arena 20%, seguida de la muestra AAG % y el menor para la muestra AAG-arena 10% por lo que no llega a reproducir el comportamiento real de los materiales frente a las cargas cíclicas.

Una vez expresados los ajustes de G/G_{max} por el método de Ishibashi y Zhang (1993), a continuación se ha utilizado el método de cálculo de Darendeli (2001). Se ha modificado el coeficiente de curvatura "a" de Darendeli (1997) para $a=0,8$, $a=0,9$, $a=1,1$ y $a=1,2$. Se han obtenido distintos ajustes según las gráficas de la figura 7.3.2 para los tres tipos de muestras; a) AAG %, b) AAG-arena 10% y c) AAG-arena 20%.

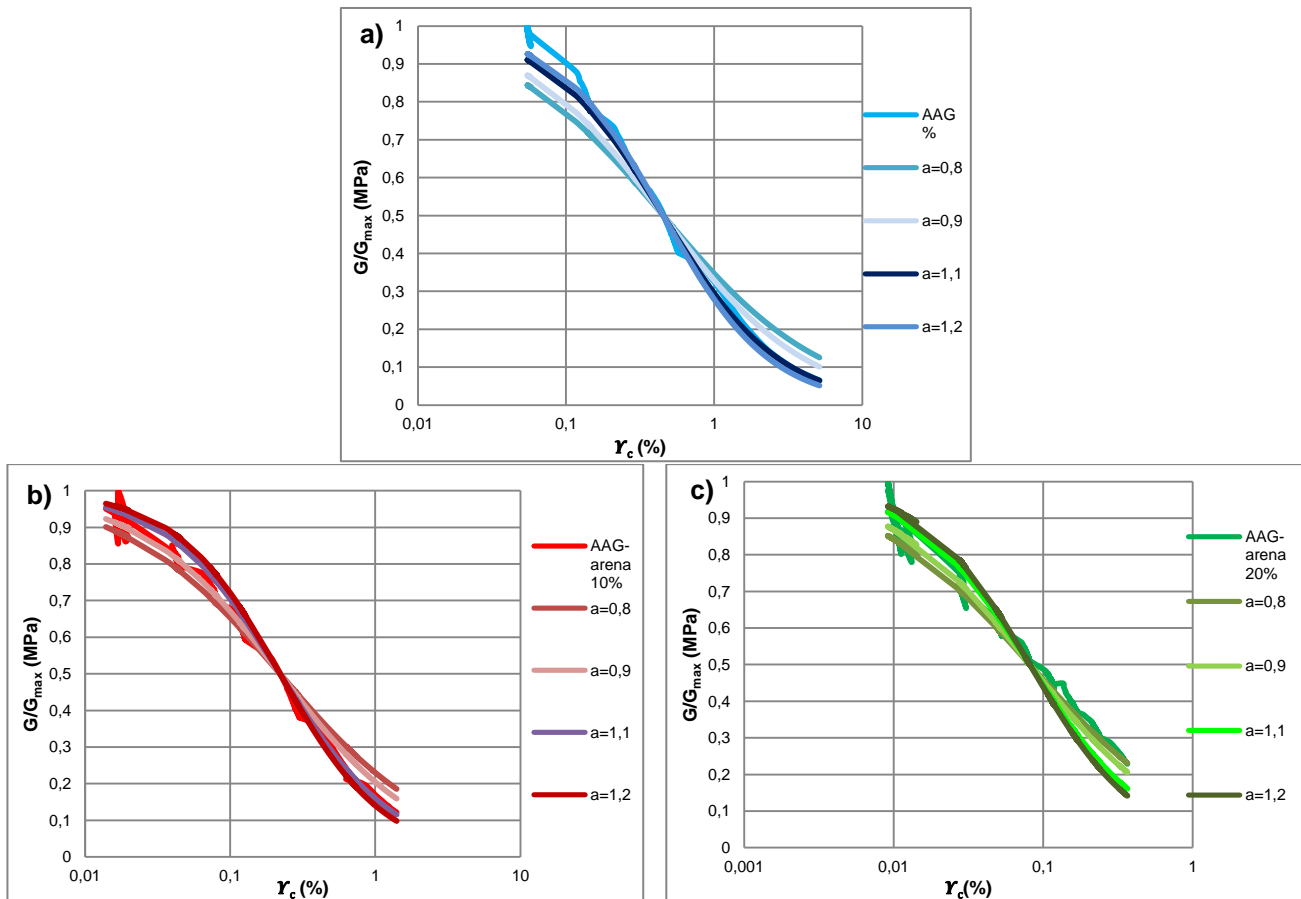


Figura 7.3.2. Evolución G/G_{max} respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes de Darendeli (2001) para las muestras (a) AAG %, (b) AAG-arena 10% y (c) AAG-arena 20%.

Para la muestra AAG % el mejor ajuste es para $a=1,2$, para la AAG-arena 10% es $a=1,1$ y para la AAG-arena 20% es $a=0,9$. Este método reproduce correctamente

los resultados obtenidos del ensayo triaxial cíclico llevado a cabo en el presente estudio.

7.3.2. Ajuste con correlaciones del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c)

Se aborda el ajuste del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c) mediante las correlaciones de Ishibashi y Zhang (1993) y Darendeli (2001) para establecer una comparativa con los resultados obtenidos del ensayo triaxial cíclico.

Se ha utilizado para la correlación la fórmula:

$$D = \frac{0,333(1+e^{-0,0145PI^{1,3}})}{2} \left\{ 0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \left(\frac{G}{G_{max}} \right) + 1 \right\} \quad [2.5]$$

Como se ilustra en la figura 7.3.3, los ajustes realizados según el método de Ishibashi y Zhang (1993) no reproducen la tendencia de la curva resultante de los materiales reales no obteniendo un ajuste óptimo del coeficiente de amortiguamiento (D) por lo que no se puede establecer ninguna comparativa.

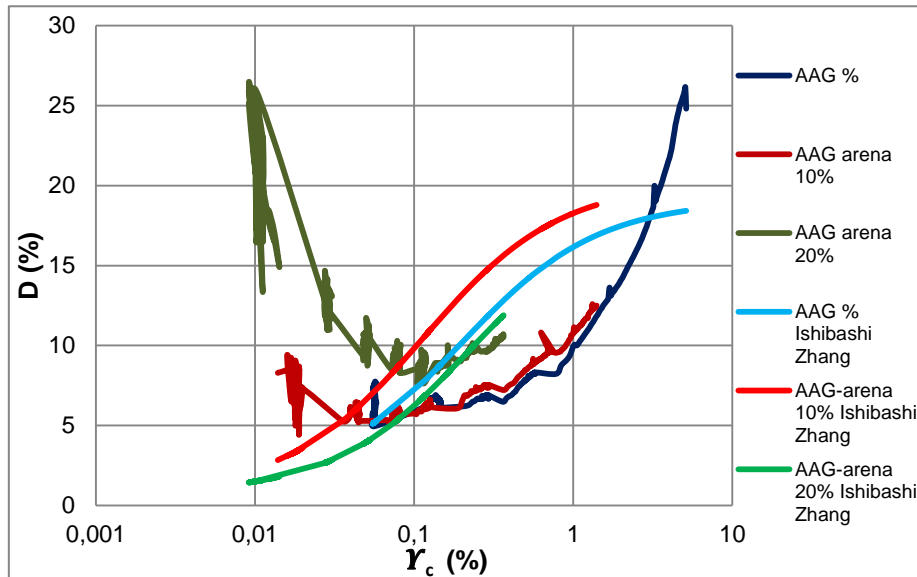


Figura 7.3.3. Evolución del ajuste por el método de Ishibashi y Zhang (1993) del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Por el contrario, utilizando el método de cálculo de Darendeli (2001), se ha calculado b y D_{min} a partir de las fórmulas descritas anteriormente:

$$D_{min} = (\phi_6 + \phi_7 IP OCR^{\phi_8}) \sigma_0'^{\phi_9 [1 + \phi_{10} \ln(f)]} \quad [2.8]$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} \ln(N) \quad [2.9]$$

Se ha utilizado la tabla elaborada por Darendeli (2001) para los distintos grupos de materiales existentes, usando para el cálculo:

$$\phi_6 = 9,58E - 1$$

$$\phi_7 = 5,65E - 3$$

$$\phi_8 = -1E - 1$$

$$\phi_9 = -1,96E - 1$$

$$\phi_{10} = 3,68E - 1$$

$$\phi_{11} = 4,66E - 1$$

$$\phi_{12} = 2,23E - 2$$

Se han utilizado los datos presentados en la tabla 7.3.1 del coeficiente de sobreconsolidación (OCR, Overconsolidation Ratio), índice de plasticidad (IP) y la presión de confinamiento del ensayo de 50 kPa, obteniendo así $b=0,57$ y un coeficiente de amortiguamiento mínimo (D_{min}) como se puede observar en la tabla siguiente. El coeficiente de sobreconsolidación (OCR) se ha obtenido de los datos hallados de los ensayos edométricos (Capítulos 5 y 6) a partir de la fórmula:

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'} \quad [7.1]$$

Donde σ_p' es la presión de preconsolidación y σ_{v0}' es la tensión vertical efectiva.

Tabla 7.3.1. Datos para el ajuste por el método de Darendeli (2001).

Muestras	Parámetros Darendeli (2001)		
	OCR	IP (%)	D_{min}
AAG %	1	42,9	1,35
AAG-arena 10%	3	36,1	1,30
AAG-arena 20%	3	47,3	1,365

Variando $a=0,8$, $a=1$ y $a=1,2$, se ha elaborado el ajuste del modelo del ensayo triaxial cíclico según Darendeli (2001) superponiéndolos con los resultados obtenidos del ensayo triaxial cíclico como se ilustra en las curvas de la figura 7.3.4 para los tres tipos de muestras, a) AAG %, b) AAG-arena 10% y c) AAG-arena 20%.

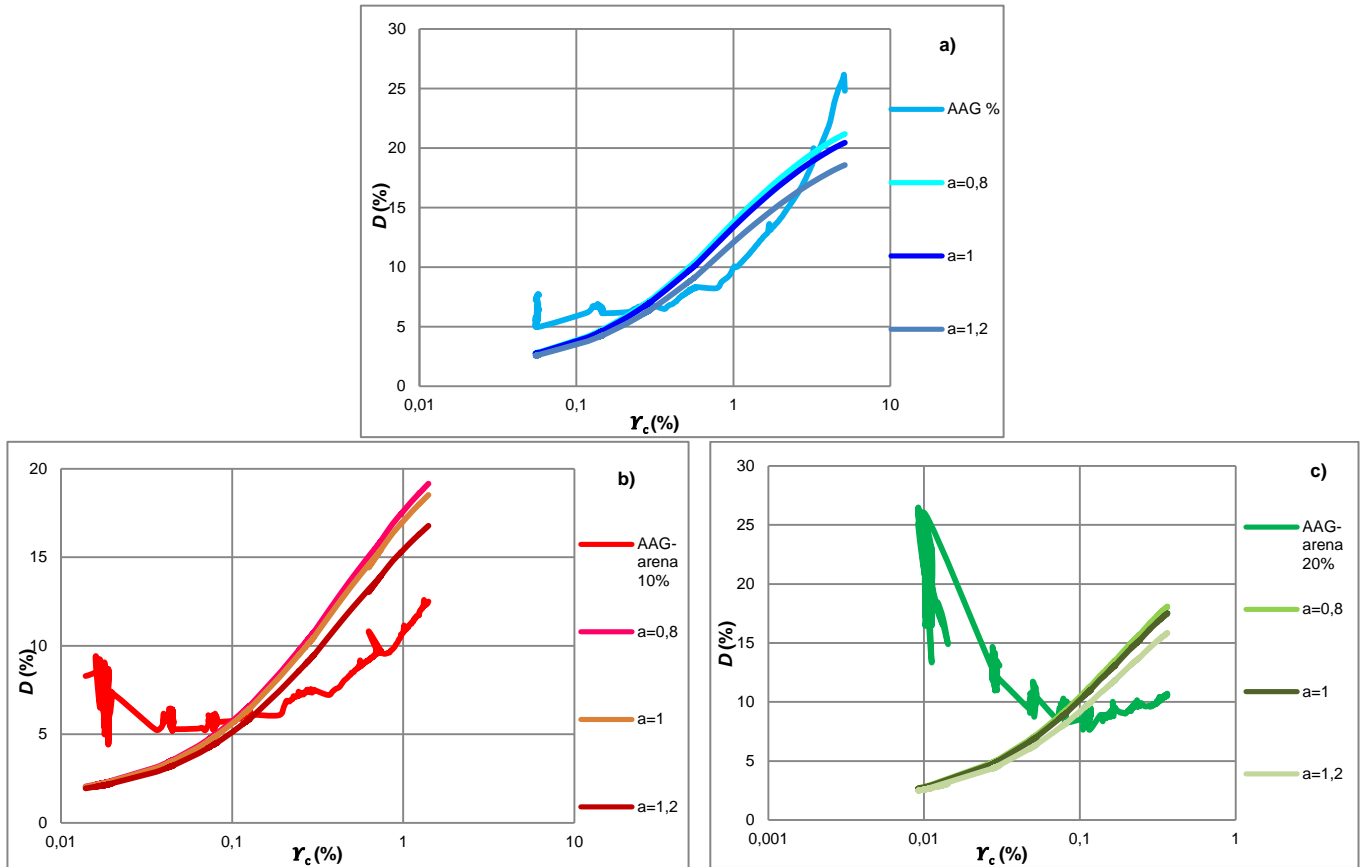


Figura 7.3.4. Evolución del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación cíclica (γ_c) del ensayo triaxial cíclico con los ajustes de Darendeli (2001) para las muestras a) AAG %, b) AAG-arena 10% y c) AAG-arena 20%.

Este método reproduce mejor los datos obtenidos del ensayo triaxial cíclico que el método de ajuste de Ishibashi y Zhang (1993) aunque no llega a reproducir la tendencia de la curva real del material, sobretodo la primera parte de las curvas experimentales. A pesar de ello, el método de aproximación es bastante adecuado para el material arcilloso (AAG %) y con el aumento del contenido de arena se alejan los resultados de realidad.

CAPÍTULO 8. MODELIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

En las últimas décadas, se han desarrollado los modelos constitutivos que puedan reproducir el comportamiento real de los materiales que son utilizados en obras de ingeniería. Varias investigaciones formularon con éxito una serie de modelos basados en diferentes conceptos como la elasticidad no lineal, el endurecimiento plástico, la teoría del estado crítico, la hipoplasticidad, etc. (Brinkgreve, 2005).

Para llevar a cabo una modelización adecuada es fundamental llevar a cabo una serie de ensayos de laboratorio para determinar un número significativo de parámetros geotécnicos y poder así aplicar procedimientos y análisis matemáticos, realizar ensayos experimentales complejos y considerar las características y variables dependientes de la naturaleza del tipo de suelo que se va a modelizar. La evaluación de la capacidad y aplicabilidad del suelo frente a solicitaciones específicas es la base para la modelización numérica (Lade, 2005).

Se ha llevado a cabo una modelización numérica mediante elementos finitos para definir los modelos constitutivos que permiten reproducir con fidelidad el comportamiento del material ante los estados de carga o solicitaciones observados experimentalmente. El método más utilizado en la actualidad para reproducir el comportamiento del terreno ante solicitaciones externas, y en el que se incluyen los diferentes modelos constitutivos del suelo, es el método de los elementos finitos. En este estudio se ha empleado el programa de elementos finitos Plaxis 8.5.

La modelización numérica se ha realizado para los ensayos triaxiales de tipo CU para los tres tipos de muestras (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) del lado húmedo de la curva de compactación, para caracterizar el comportamiento tensión desviadora – deformación axial ($\sigma_d - \varepsilon_a$) con modelos constitutivos.

Los modelos constitutivos representan un conjunto de las ecuaciones matemáticas que definen la relación entre las tensiones y las deformaciones, o los incrementos de tensiones efectivas e incrementos de deformaciones. Debido a la simetría respecto a la geometría de la probeta cilíndrica del ensayo triaxial tanto en la dirección vertical como radial, la probeta queda definida por un cuarto de una sección vertical sobre la que se aplican las dos únicas cargas que intervienen en el cálculo (figura 8.1).

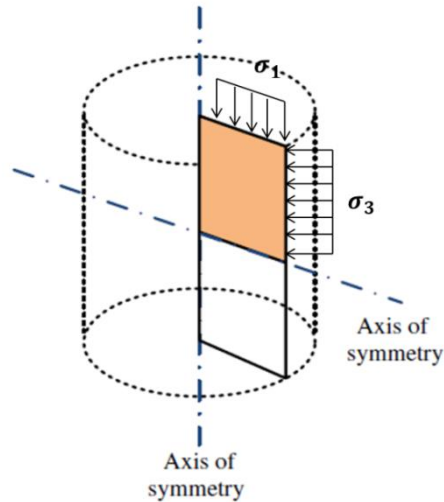


Figura 8.1. Geometría de la probeta usada en la modelización para el cálculo en el programa Plaxis (Adaptado de Surarak *et al.*, 2012).

Se empleó un modelo axilsimétrico con elementos triangulares de 15 nodos, siendo, los ejes de simetría el cuarto superior derecho de la sección vertical de la probeta. Los límites se han establecido en los bordes izquierdo e inferior del modelo para que permitan desplazamientos perpendiculares en el modelo, sin embargo, se permite el desplazamiento en dirección tangencial. El resto de los contornos se encuentra en la condición del borde libre (figura 8.2). La carga axial (σ_1) actuando sobre el plano superior, definida como carga distribuida A-A en la figura 8.2, equivale, en la primera fase del ensayo a la presión de confinamiento, y en la segunda fase a la tensión principal mayor. Sobre el plano vertical actúa la carga $\sigma_2 = \sigma_3$, que es la presión de confinamiento o isotropa, definida como la carga repartida B-B que permanece constante durante ambas fases del ensayo.

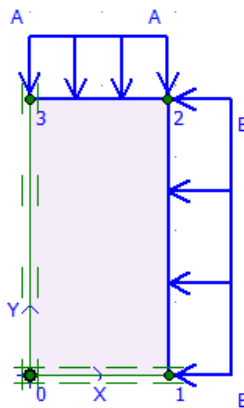


Figura 8.2. Condiciones de carga de la probeta en el ensayo triaxial modelizada para el cálculo en el programa Plaxis.

El análisis se ha realizado con los parámetros resistentes en tensiones efectivas, para el tipo de material no drenado. Las presiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa han sido los de los ensayos de laboratorio para los tres tipos de muestras, incrementando en la fase de rotura la carga axial progresivamente para cada presión de confinamiento.

Se ha realizado un análisis plástico dividido en dos fases; la primera fase de la modelización es la misma que la primera fase del ensayo triaxial CU, por ello, se activó la presión de confinamiento (σ_3) en ambos grupos de carga A y B (figura 8.2). El comportamiento no drenado del material debe ser ignorado durante esta fase ya que, como es un ensayo triaxial de tipo CU, en el proceso de consolidación de este ensayo se permite el drenaje durante esta fase. En la segunda fase los desplazamientos son reiniciados a cero y la muestra se carga solamente en la dirección vertical mientras que la presión horizontal se mantiene constante. Posteriormente, se seleccionó el modo de etapas de construcción para el cálculo sucesivo donde, se generaron fases sucesivas aumentando progresivamente la carga (σ_1) hasta que se alcanza la rotura del material (modificar el valor del grupo A de carga mediante su selección en el modelo geométrico). El número de escalones de carga será aquel que permita definir adecuadamente la curva $\sigma_d - \varepsilon_a$, de forma que pueda ser comparada con la obtenida experimentalmente en el laboratorio en cada caso.

De acuerdo a las curvas obtenidas de los ensayos triaxiales del laboratorio se han escogido los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb (MC) y de Hardening Soil (HS) para la modelización ya que son los modelos que proporcionan un ajuste más óptimo (ver las figuras 4.6.1 y 4.6.4 Capítulo 4).

Se han usado como datos de partida los parámetros de resistencia deducidos de los ensayos triaxiales para cada tipo de material (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%), para el análisis de las curvas tensión desviadora - deformación ($\sigma_d - \varepsilon_a$) y presión intersticial - deformación ($u - \varepsilon_a$) para el modelo de MC.

Para el cálculo de las curvas ($\sigma_d - \varepsilon_a$) y ($u - \varepsilon_a$) para el modelo de HS se han utilizado los parámetros elásticos básicos; el ángulo de fricción interno, la cohesión y el ángulo de dilatancia calculados en tensiones efectivas además de los tres módulos de rigidez; E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref} .

El módulo de rigidez triaxial de referencia (E_{50}^{ref}) debe ser obtenido para una presión de referencia, en este caso es $p^{ref} = 100$ kPa. Se ha representado

gráficamente la presión de confinamiento efectiva (σ'_3) en abscisas y el valor del módulo de rigidez E'_{50} en ordenadas deducido a partir del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) de las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ obtenidas de los ensayos triaxiales CU estáticos. En este plano se interpolan los valores de E'_{50} del ensayo triaxial para 50, 150 y 300 kPa de presiones de confinamiento y se obtiene el valor de E_{50}^{ref} para una presión de 100kPa (figura 8.3). En la tabla 8.1 se resumen los valores de E_{50}^{ref} deducidos del grafico de la figura 8.3 para 3 diferentes tipos de muestra.

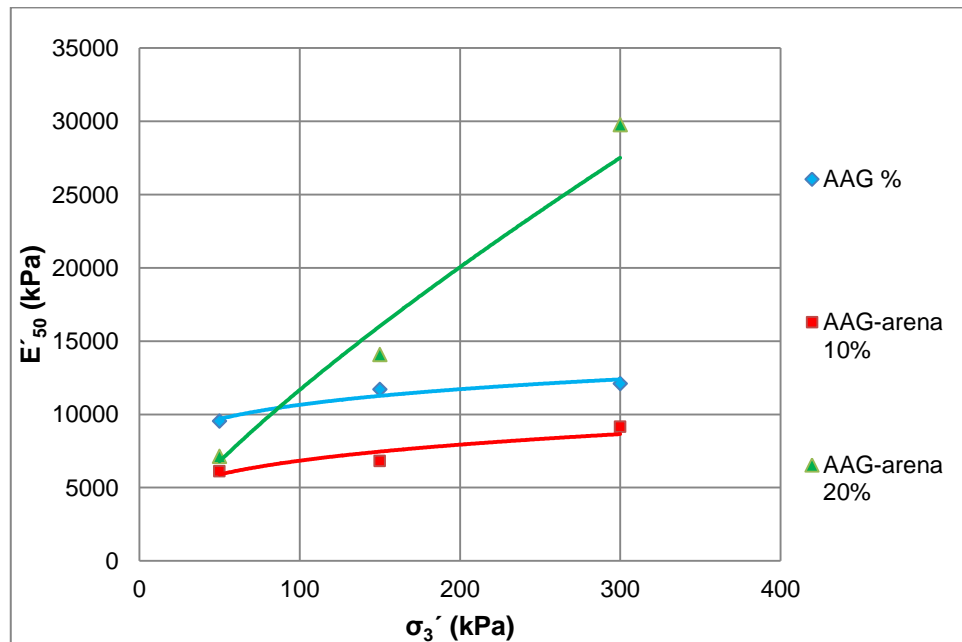


Figura 8.3. Relación entre E_{50}^{ref} vs presión de confinamiento en efectivas para los tres tipos de muestras; AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Tabla 8.1. E_{50}^{ref} deducido de la figura 8.3.

Ensayos triaxiales tipo CU	AAG %	AAG-arena 10%	AAG-arena 20%
E_{50}^{ref} (kPa)	10654	6840	11669

El parámetro E_{ur}^{ref} se refiere a la rigidez del suelo cuando se encuentra bajo esfuerzos de descarga y recarga. Para este tipo de material del presente estudio la correlación es:

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad [8.1]$$

El resumen de los parámetros deducidos de los ensayos experimentales para la modelización numérica en Plaxis con el modelo de Hardening Soil se exponen en la tabla 8.2.

Tabla 8.2. Parámetros geotécnicos estimados en base a los ensayos triaxiales para el modelo constitutivo HS.

Parámetros	Descripción		AAG %	AAG- arena 10%	AAG- arena 20%
c'	Cohesión efectiva (kPa)		5	20	13
ϕ'	Ángulo de fricción efectiva (°)		29	32	35
ψ	Ángulo de dilatación (°)		0	0	0
E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales(kPa)		10654	6840	11669
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para carga primaria edométrica (kPa)	50kPa	2016	6063	5008
		150kPa	5737	10820	11725
		300kPa	9402	15170	16721
E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga-recarga (kPa)		31963	20519	3500
p^{ref}	Esfuerzo de referencia (kPa)		100	100	100
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos		1	1	1
ν_{ur}	Relación de Poisson en descarga-recarga		(valor por defecto)	(valor por defecto)	(valor por defecto)
k_0^{nc}	Coeficiente de presión lateral de tierras		(valor por defecto)	(valor por defecto)	(valor por defecto)

Tras la calibración del modelo y de los parámetros geotécnicos de entrada, se evalúa la representatividad de distintos modelos constitutivos aplicados. Considerando que se realiza el estudio comparativo entre los resultados obtenidos mediante los ensayos del laboratorio y modelos numéricos, se pueden reajustar los parámetros geotécnicos en el programa de elementos finitos, para alcanzar la mejor representatividad del comportamiento del terreno en el laboratorio. La comparación realizada abarca las correlaciones entre la variación de la tensión desviadora (σ_d) con deformación axial (ε_a), y la variación de las presiones intersticiales generadas (u) con deformación axial (ε_a).

8.1. Modelización de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)

En el siguiente apartado se ha analizado la muestra AAG % compactada del lado húmedo, detalladamente analizada en el Capítulo 5. Se han presentado las correlaciones $\sigma_d - \varepsilon_a$ y $u - \varepsilon_a$ para establecer una comparación entre las curvas reales deducidas de los ensayos triaxiales y las estimadas por los modelos constitutivos del modelo de elementos finitos tomando como datos de entrada los parámetros geotécnicos deducidos del programa experimental.

8.1.1. Comparativa de las curvas tensión desviadora – deformación para las AAG %

Modelo de Mohr-Coulomb

En la figura 8.1.1 se pueden observar tres gráficos en los que se pueden apreciar los resultados de los ensayos triaxiales de laboratorio (línea negra), los resultados de la modelización mediante Plaxis con los datos de entrada de los ensayos triaxiales (línea roja) y el ajuste más óptimo al ensayo triaxial variando los parámetros de entrada (línea azul). Cada gráfico corresponde a cada presión de confinamiento del ensayo triaxial, 50 kPa (a), 150 kPa (b) y 300 kPa (c). En la tabla 8.1.3 se resumen todos los parámetros de entrada y los que se han modificado para el ajuste.

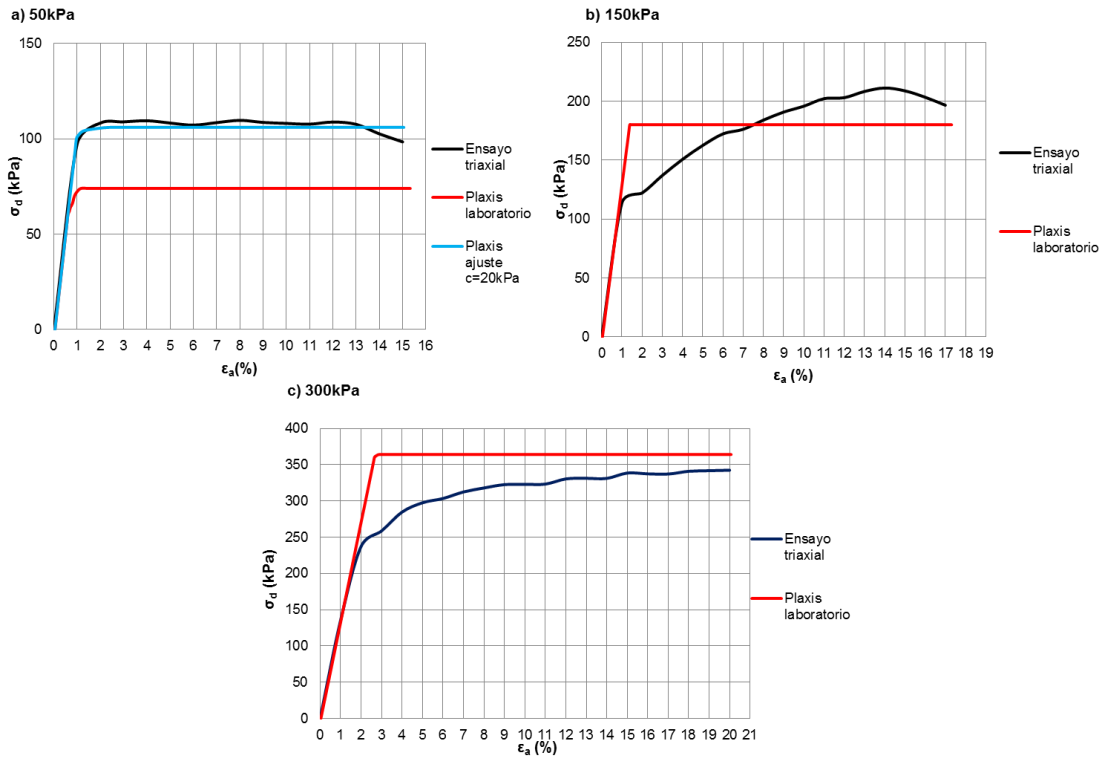


Figura 8.1.1. Comparativa de curvas $\sigma_d - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de MC para la muestra AAG % con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

De este modo, para una presión de confinamiento de 50 kPa, el comportamiento real del laboratorio correspondería al modelo constitutivo MC por lo que se ha variado la cohesión desde 5 kPa a 20 kPa, obteniendo así el ajuste más óptimo al tramo plástico del ensayo del laboratorio (curva azul). Para una presión de confinamiento de 150 kPa y 300 kPa las curvas se asimilan más al modelo HS teniendo la forma semejante a una hipérbola, por ello no llega a ajustarse mediante el modelo MC. A pesar de ello, para las presiones de confinamiento de 150 y 300 kPa se han representado las curvas con los parámetros obtenidos del laboratorio que no proporcionan un ajuste óptimo mediante el modelo MC (curvas rojas). El tramo elástico de las curvas tiene la pendiente similar dado que se emplea el mismo módulo de deformación E_{50}^{ref} que en el modelo HS.

Modelo de Hardening Soil

El ajuste para el modelo de HS se observa en la figura 8.1.2. Para una presión de confinamiento de 50 kPa ningún ajuste mediante HS llega a ser válido, llegándose a variar la cohesión, el ángulo de rozamiento interno y el módulo E_{50}^{ref} pero, como se ha comentado anteriormente, el comportamiento del material para bajas presiones de confinamiento se corresponde con el modelo constitutivo de MC. Para 150 kPa, el mejor ajuste de la curva es variando la cohesión de 5 kPa a 20 kPa, el ángulo de rozamiento interno de 29° a 35° y el módulo E_{50}^{ref} de 10654 kPa a 6000 kPa (curva azul). Para un confinamiento de 300 kPa el mejor ajuste de la curva es variando el módulo E_{50}^{ref} de 10654 kPa a 5000 kPa (curva azul).

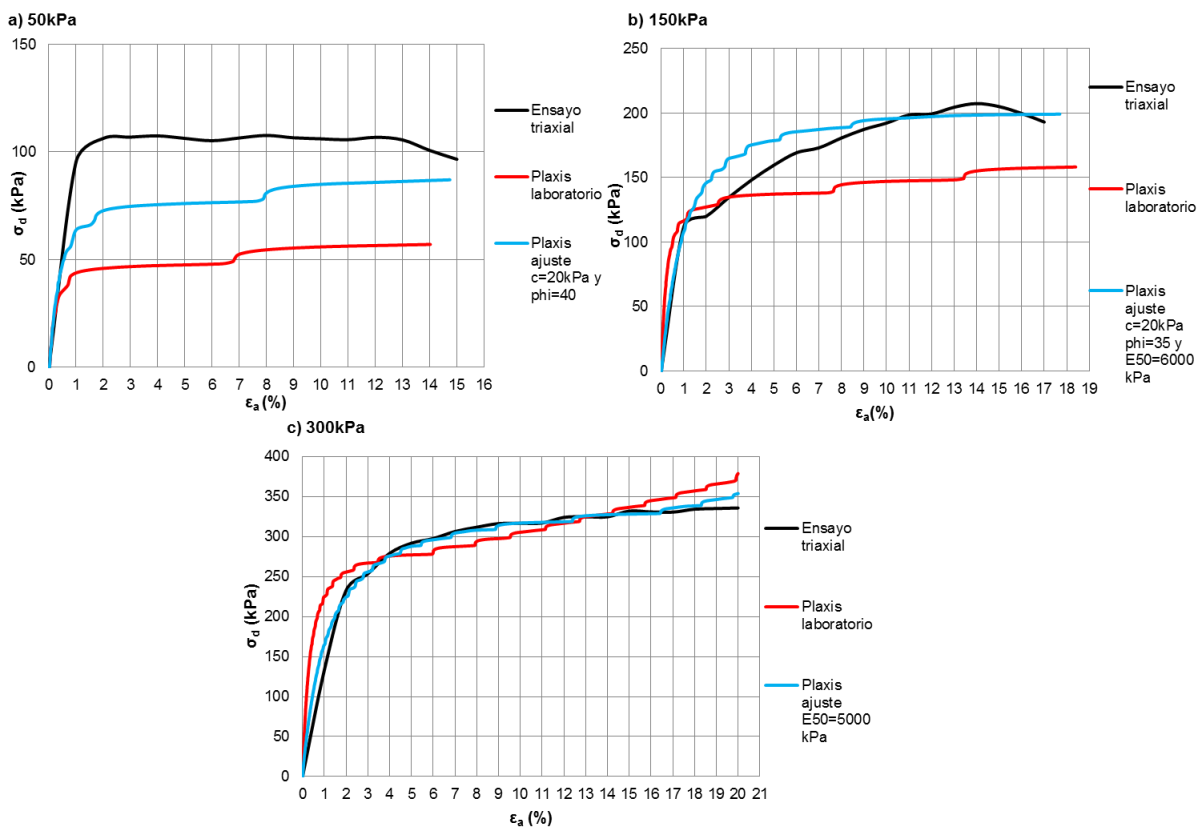


Figura 8.1.2. Comparativa de curvas $\sigma_d - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de HS para la muestra AAG % con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

8.1.2. Comparativa de las curvas de presión intersticial – deformación para las AAG %

En cuanto a la representación de las curvas de $u - \varepsilon_a$, se han reajustado los valores de las presiones intersticiales a 0 kPa que deberían corresponder a los 60 kPa de la presión de cola del ensayo triaxial de laboratorio en todos los casos. Se observa un aumento en generación de las presiones intersticiales dentro del rango elástico de las deformaciones para posteriormente disminuir estando en el rango de deformaciones plásticas. Para diferentes presiones de consolidación, el ajuste según diferente modelo constitutivo varía sin permitir concluir de manera global cuál de los dos modelos es el adecuado. Para 50 kPa de confinamiento los ajustes tanto mediante MC como mediante HS no consiguen demostrar la variación captada mediante los ensayos triaxiales. Sin embargo, para 150 kPa, los ajustes con el modelo de MC son preferibles frente al modelo HS. Las presiones intersticiales obtenidas de las modelizaciones de MC experimentan un gran aumento para las deformaciones pequeñas, para disminuir posteriormente de manera progresiva. Para 300 kPa de presión de confinamiento el mejor ajuste es el generado por el modelo de HS (figura 8.1.3).

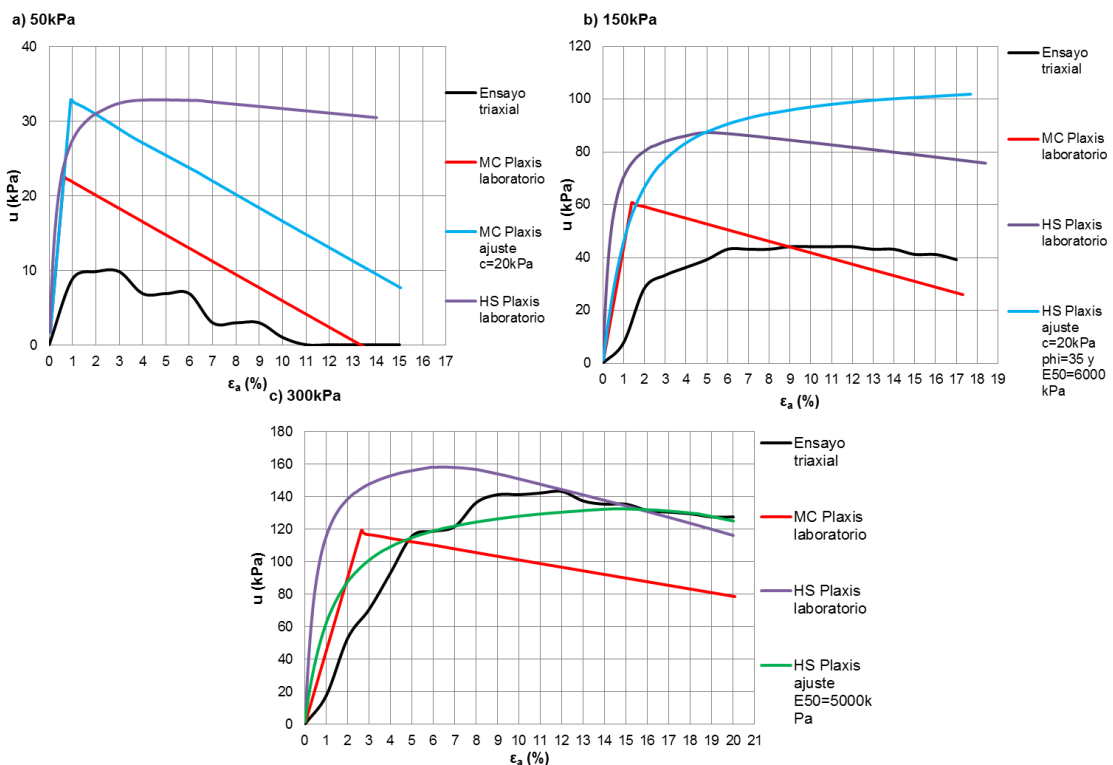


Figura 8.1.3. Comparativa de curvas $u - \varepsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante los modelos de MC y HS para la muestra AAG % con una presión de confinamiento de (a) 50kPa, (b) 150kPa y (c) 300kPa.

8.1.3. Resumen de los parámetros de entrada para la modelización de las AAG %

En la tabla 8.1.1 se muestra un resumen de los parámetros de entrada utilizados para la modelización de Mohr-Coulomb y Hardening Soil, y los parámetros variados si el ajuste con los datos obtenidos de los ensayos y de las correlaciones empíricas no son óptimos (valor subrayado en color amarillo).

Tabla 8.1.1. Parámetros de entrada de los ensayos triaxiales y de ajustes para MC y HS para la muestra AAG %.

Material		Parámetros ensayo triaxial MC		Parámetros ajuste Plaxis MC	Parámetros ensayo triaxial HS		Parámetros ajuste Plaxis HS
AAG %	50kPa	$c' (kPa)$	5	20	$c' (kPa)$	5	No ajuste
		$\phi' (^{\circ})$	29	29	$\phi' (^{\circ})$	29	
		$E' (kPa)$	9540	9540	$E_{50}^{ref} (kPa)$	10654	
					$E_{oed} (kPa)$ $= \frac{1}{2} E_{50}^{ref}$	5327	
					$E_{ur} (kPa) = 3E_{50}^{ref}$	31963	
		ν	0,35				
	150kPa	$c' (kPa)$	5	5	$c' (kPa)$	5	20
		$\phi' (^{\circ})$	29	25	$\phi' (^{\circ})$	29	35
		$E' (kPa)$	111714	111714	$E_{50}^{ref} (kPa)$	10654	6000
					$E_{oed} (kPa)$	5737	5737
					$E_{ur} (kPa) = 3E_{50}^{ref}$	31963	18000
		ν	0,35				
	300kPa	$c' (kPa)$	5	5	$c' (kPa)$	5	5
		$\phi' (^{\circ})$	29	23	$\phi' (^{\circ})$	29	29
		$E' (kPa)$	12097	12097	$E_{50}^{ref} (kPa)$	10654	5000
					$E_{oed} (kPa)$	9402	9402
					$E_{ur} (kPa) = 3E_{50}^{ref}$	31962	15000
		ν	0,35				

8.2. Modelización de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas con un 10% de arena (AAG-arena 10%)

En el presente apartado se han estudiado las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ y las curvas $u - \varepsilon_a$ de la muestra AAG-arena 10% del lado húmedo para establecer una comparación entre las curvas deducidas de los ensayos triaxiales y las estimadas de los modelos constitutivos del estudio.

8.2.1. Comparativa de las curvas tensión desviadora – deformación para las AAG-arena 10%

Modelo de Mohr-Coulomb

La modelización del material con un 10% de arena fue realizada del mismo modo que para la muestra AAG %. En la tabla 8.2.1 se resumen todos los parámetros de entrada y los que se han modificado para el ajuste. Como se puede observar en la figura 8.2.1 las pendientes del tramo elástico de las curvas son de suficiente precisión definidas mediante los parámetros deformacionales deducidos de los ensayos triaxiales. Para una presión de confinamiento de 50 kPa y 150 kPa las curvas del ensayo de laboratorio se asimilan al modelo HS teniendo la forma semejante a una hipérbola, por ello no llega a ajustarse correctamente mediante MC. Sin embargo, para una presión de confinamiento de 300 kPa, el comportamiento real del laboratorio correspondería a un modelo elasto-plástico perfecto tipo MC.

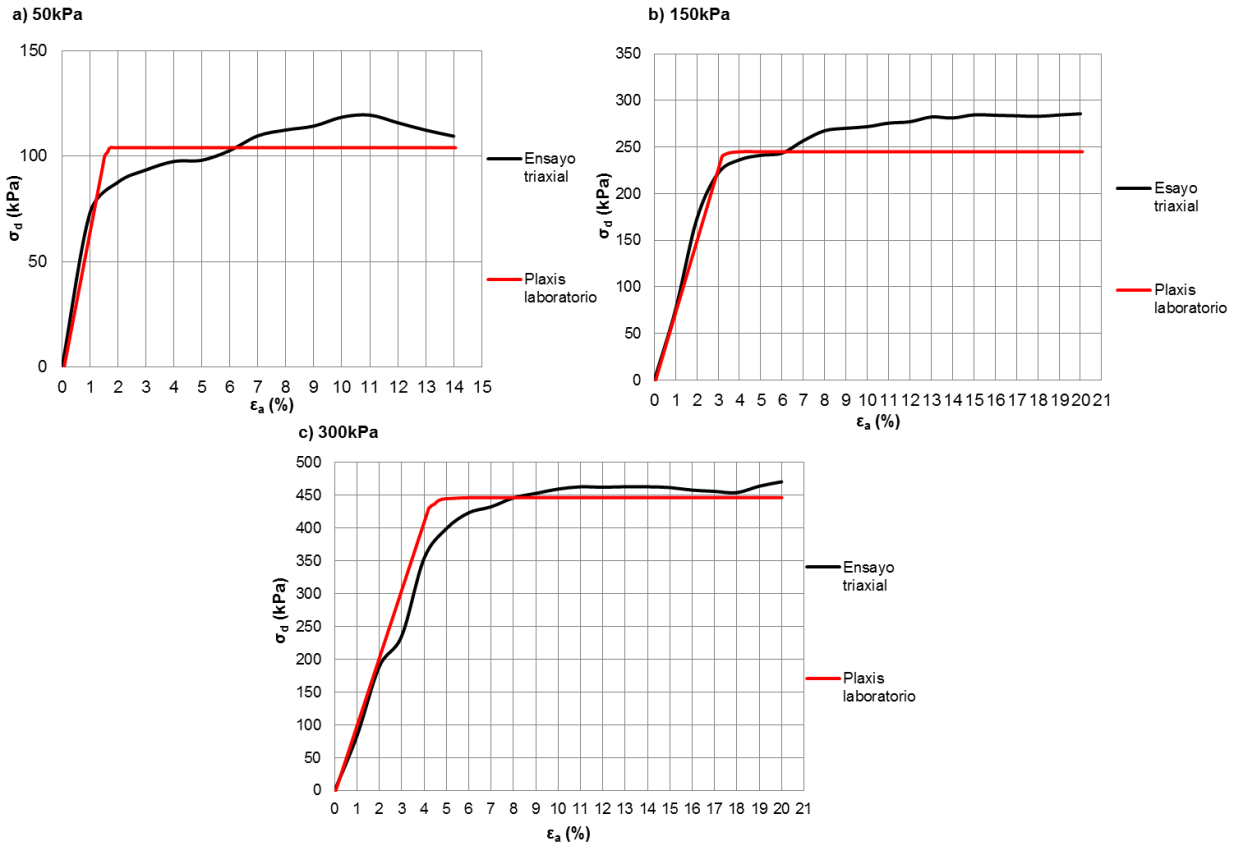


Figura 8.2.1. Comparativa de curvas $\sigma_d - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de MC para la muestra AAG-arena 10% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

Modelo de Hardening Soil

Los resultados de la modelización con HS se muestran en la figura 8.2.2. Con una presión de confinamiento de 50 kPa, el mejor ajuste de la curva se ha conseguido variando la cohesión de 21 kPa a 35 kPa y el ángulo de rozamiento interno de 32° a 38° . Para 150 kPa el mejor ajuste con la curva del ensayo triaxial de laboratorio es variando la cohesión de 21 kPa a 35 kPa, el ángulo de rozamiento interno de 32° a 38° , el módulo E_{50}^{ref} de 6840 kPa a 5000 kPa y, en este caso, se ha variado el parámetro que depende de la rigidez de $m = 1$ a $m = 0,6$. Por último, para un confinamiento de 300 kPa ningún ajuste mediante HS llega a ser válido, llegándose a variar el E_{50}^{ref} , la cohesión, el ángulo de rozamiento interno y el m pero, como se ha comentado, el comportamiento del material para esta presión de confinamiento se corresponde con el modelo elasto-plástico perfecto de MC (Figura 8.2.1 (c)).

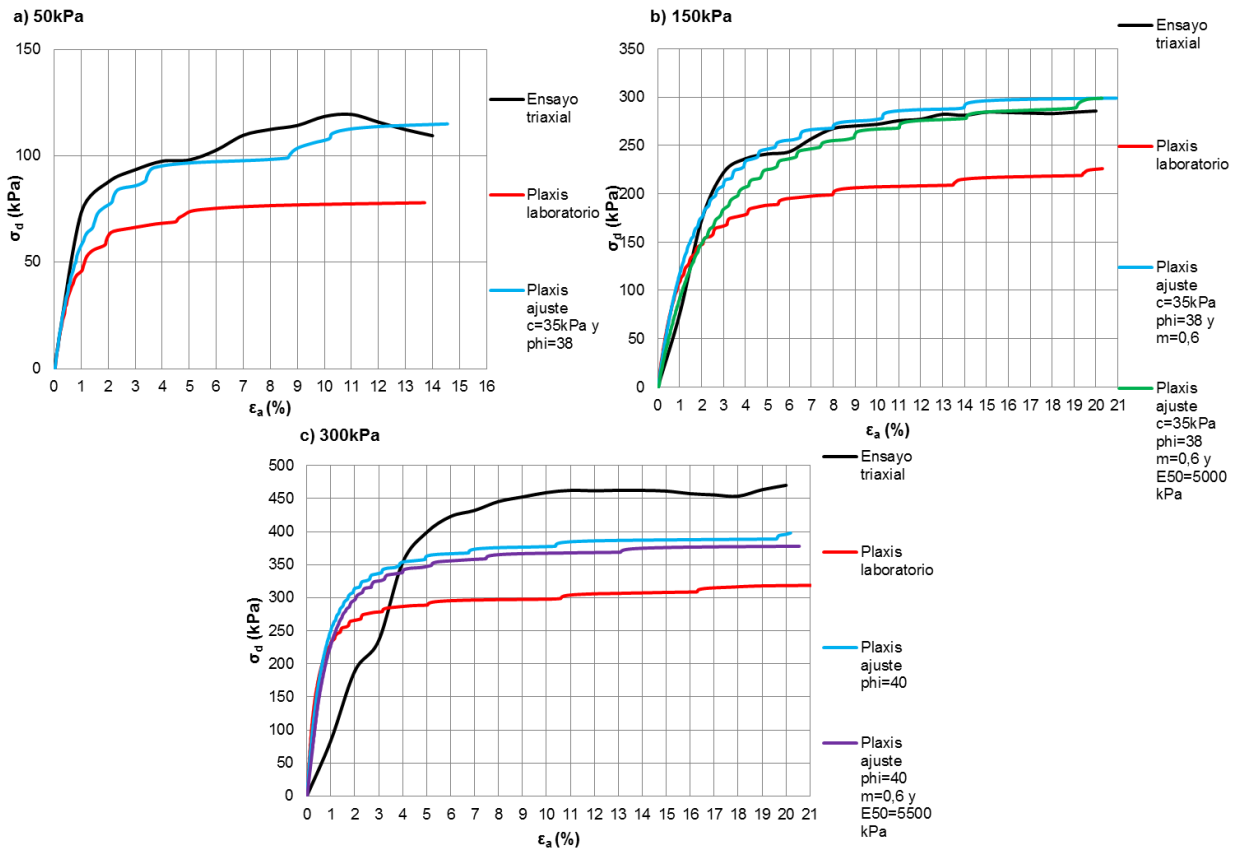


Figura 8.2.2. Comparativa de curvas $\sigma_d - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de HS para la muestra AAG-arena 10% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

8.2.2. Comparativa de las curvas de presión intersticial – deformación para las AAG-arena 10%

Para este tipo de material, para 50 y 150 kPa de presión de confinamiento las curvas de $u - \epsilon_a$ que mejor se ajustan son mediante el modelo de MC. Para 300 kPa se puede concluir que ni MC ni HS se ajustan a la curva del ensayo experimental (figura 8.2.3).

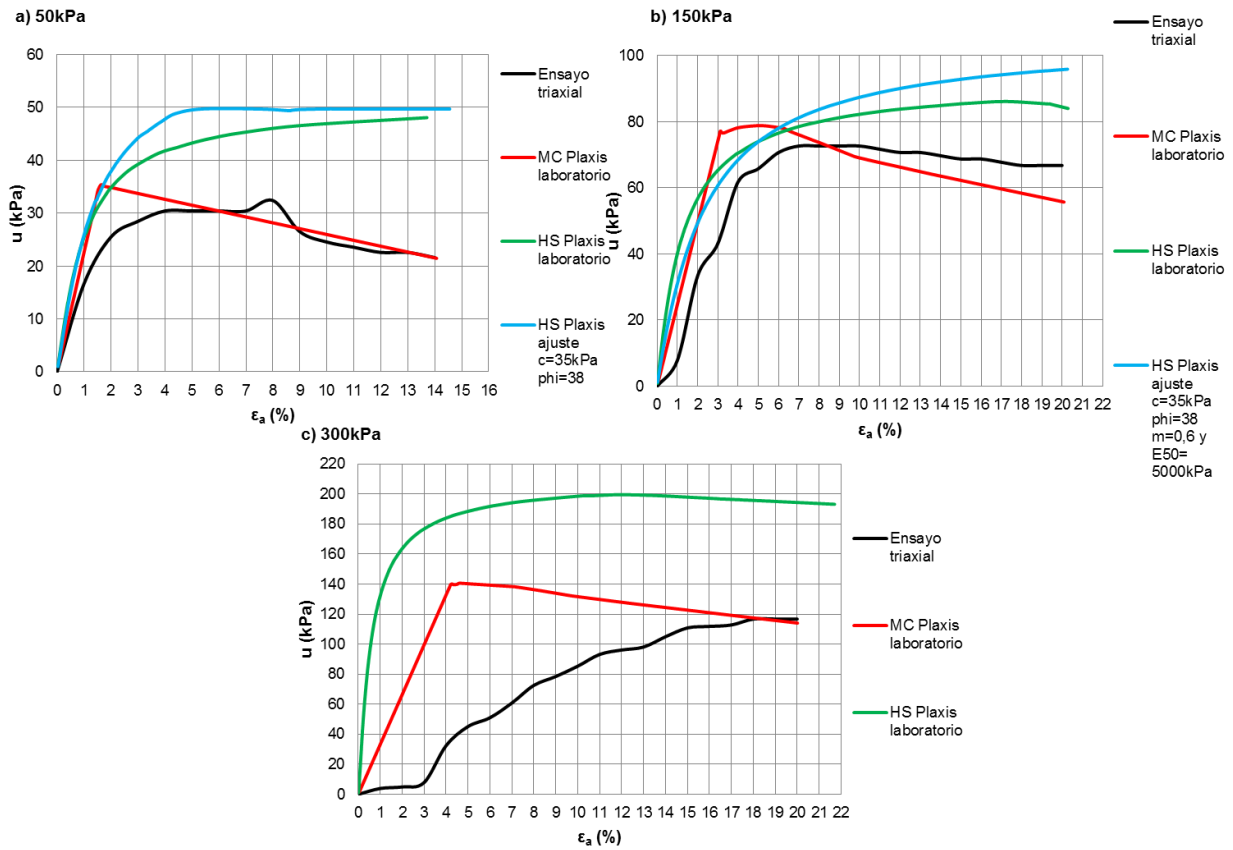


Figura 8.2.3. Comparativa de curvas $u - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante los modelos de MC y HS para la muestra AAG-arena 10% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

8.2.3. Resumen de los parámetros de entrada para la modelización de las AAG-arena 10%

En la tabla 8.2.1 se expone un resumen de los parámetros de entrada utilizados para la modelización mediante MC y HS, y los parámetros modificados si con los datos de los ensayos de laboratorio y de las correlaciones empíricas no son óptimos (valor subrayado en color amarillo).

Tabla 8.2.1. Parámetros de entrada de los ensayos triaxiales y de ajustes para MC y HS para AAG-arena 10%.

Material		Parámetros ensayo triaxial MC		Parámetros ajuste Plaxis MC	Parámetros ensayo triaxial HS		Parámetros ajuste Plaxis HS
AAG-arena 10%	50kPa	$c' (kPa)$	21	15	$c' (kPa)$	21	35
		$\phi' (^{\circ})$	32	32	$\phi' (^{\circ})$	32	38
		$E' (kPa)$	6107	6107	$E_{50}^{ref} (kPa)$	6840	6840
					$E_{oed} (kPa)$	6063	6063
					$E_{ur}(kPa) = 3E_{50}^{ref}$	20519	20519
		ν	0,33				
	150kPa	$c' (kPa)$	21	21	$c' (kPa)$	21	35
		$\phi' (^{\circ})$	32	32	$\phi' (^{\circ})$	32	38
		$E' (kPa)$	6813	6813	$E_{50}^{ref} (kPa)$	6840	5000
					$E_{oed} (kPa)$	10820	10820
					$E_{ur}(kPa) = 3E_{50}^{ref}$	20519	15000
					m	0,6	
	ν	0,33					
	300kPa	$c' (kPa)$	21	21	$c' (kPa)$	21	No ajuste
		$\phi' (^{\circ})$	32	32	$\phi' (^{\circ})$	32	
		$E' (kPa)$	9147	9147	$E_{50}^{ref} (kPa)$	6840	
					$E_{oed}(kPa) = \frac{1}{2} E_{50}^{ref}$	3420	
					$E_{ur}(kPa) = 3E_{50}^{ref}$	20519	
	ν	0,33					

8.3. Modelización de las Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas con un 20% de arena (AAG-arena 20%)

Por último, se muestra en este apartado el comportamiento de la muestra AAG-arena 20% del lado húmedo para realizar una comparativa entre las curvas del ensayo triaxial CU y las estimadas por la modelización mediante Mohr – Coulomb y Hardening Soil.

8.3.1. Comparativa de las curvas tensión desviadora – deformación para las AAG-arena 20%

Modelo de Mohr-Coulomb

En la tabla 8.3.1 se resumen los parámetros de entrada y los parámetros que se han variado para un ajuste de las curvas experimentales a las obtenidas de la modelización. Se puede concluir que las tres curvas (figura 8.3.1) poseen un buen ajuste en el tramo elástico lo que indica que los parámetros deformacionales hallados de los ensayos de laboratorio ofrecen una buena precisión para el ajuste. Sin embargo, para las presiones de confinamiento de 50 y 300 kPa las curvas del ensayo de laboratorio se asimilan al modelo HS por ello, el ajuste no llega a ser correcto mediante MC. Para una presión de confinamiento de 150 kPa el comportamiento del ensayo de laboratorio correspondería a un modelo elasto-plástico perfecto tipo MC.

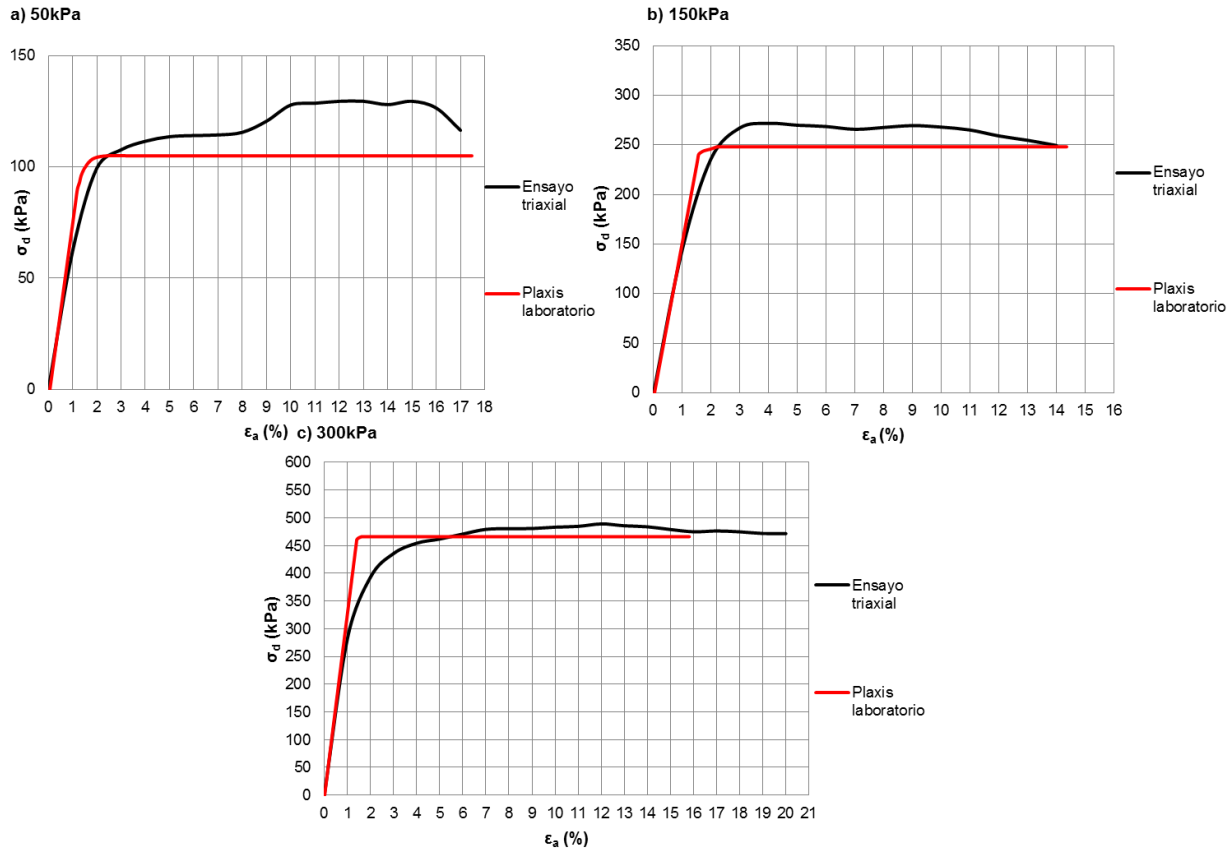


Figura 8.3.1 Comparativa de curvas $\sigma_d - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de MC para la muestra AAG-arena 20% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

Modelo de Hardening Soil

Las curvas obtenidas mediante la modelización numérica con los parámetros resistentes deducidos de los ensayos triaxiales no se ajustan al comportamiento observado del laboratorio quedando las correlaciones debajo de las curvas experimentales, es decir, infravalorando las presiones intersticiales generadas durante los ensayos. Por lo tanto ha sido necesario variar diferentes parámetros para realizar los ajustes para las tres presiones de confinamiento. La primera parte de la curva, respecto a la pendiente de la misma, que indica el módulo de elasticidad, se ajusta adecuadamente a la curva experimental. Sin embargo, para la presión de confinamiento baja (50 kPa) no se llega al mismo valor de la resistencia pico, por lo tanto se han variado los parámetros de la cohesión y el ángulo de fricción, $c' = 35 \text{ kPa}$ y un $\phi' = 40^\circ$ en lugar de $c' = 13 \text{ kPa}$ y un $\phi' = 35^\circ$. Para la tensión de confinamiento de 150 kPa el ajuste de los parámetros es parecido, $c' = 38 \text{ kPa}$ y un $\phi' = 40^\circ$ aunque, el comportamiento del material para esta presión de confinamiento se corresponde con el modelo elasto-plástico de MC. Para finalizar, para 300 kPa de presión de

confinamiento el ajuste variando el ángulo de fricción a $\phi' = 38^\circ$ es suficiente (figura 8.3.2).

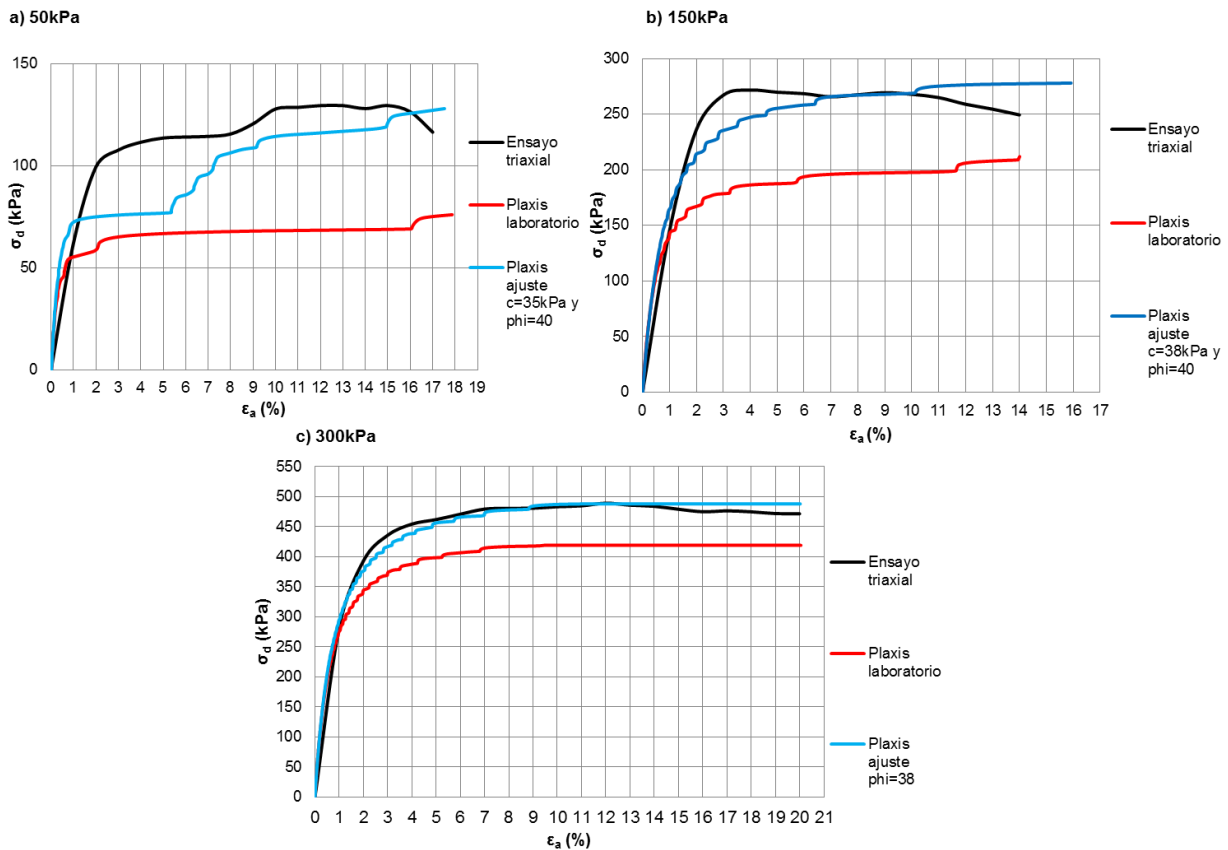


Figura 8.3.2. Comparativa de curvas $\sigma_d - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante el modelo de HS para la muestra AAG-arena 20% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

8.3.2. Comparativa de las curvas de presión intersticial-deformación para las AAG-arena 20%

En cuanto a las curvas de presión intersticial (figura 8.3.3), no llega a adaptarse el comportamiento de ningún modelo mediante MC o HS al comportamiento real de los ensayo de laboratorio ya que la forma de ninguna curva se ajusta de manera ideal a las curvas de los ensayos experimentales. La forma de las curvas para presión de confinamiento de 50 kPa podría ser parecida a la correspondiente al modelo MC, mientras que para el caso de la presión de confinamiento de 150 kPa podría ser próxima al modelo de HS. Sin embargo, para 150 kPa de confinamiento, el valor máximo de la presión intersticial generada es de $u = 93 \text{ kPa}$, que es el mismo que en el ajuste mediante HS y corresponden al mismo nivel de deformación, $\epsilon_a = 12\%$.

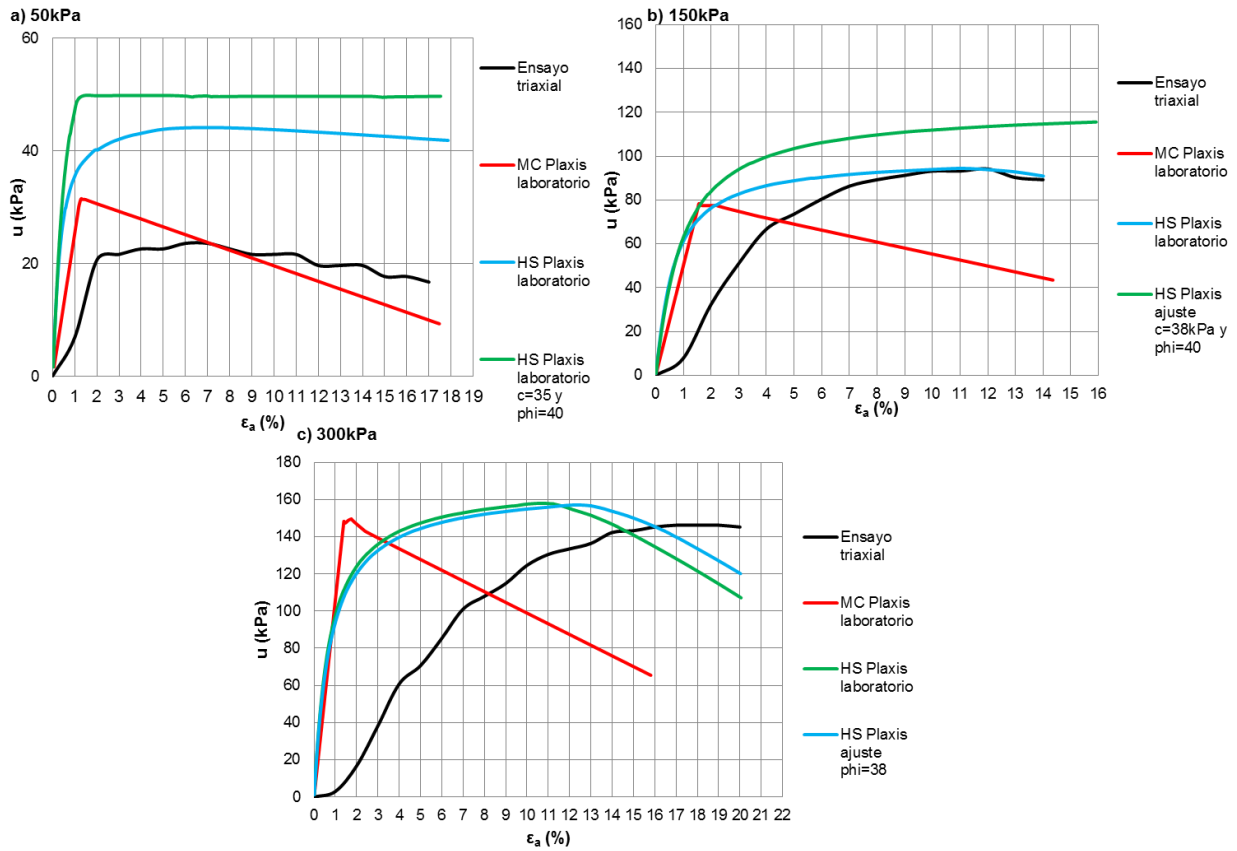


Figura 8.3.3. Comparativa de curvas $u - \epsilon_a$ de los ensayos triaxiales y calculadas mediante los modelos de MC y HS para la muestra AAG-arena 20% con una presión de confinamiento de (a) 50 kPa, (b) 150 kPa y (c) 300 kPa.

8.3.3. Resumen de los parámetros de entrada para la modelización de las AAG-arena 20%

El resumen de las modelizaciones realizadas para la muestra AAG-arena 20% con Mohr-Coulomb y Hardening Soil se puede observar en la tabla 8.3.1. El valor en color amarillo subrayado es el parámetro que se ha variado para poder llevar a cabo el ajuste de las curvas.

Tabla 8.3.1. Parámetros de entrada de los ensayos triaxiales y de ajustes para MC y HS para AAG-arena 20%.

Material		Parámetros ensayo triaxial MC		Parámetros ajuste Plaxis MC	Parámetros ensayo triaxial HS		Parámetros ajuste Plaxis HS
AAG-arena 20%	50kPa	$c' (kPa)$	13	13	$c' (kPa)$	13	35
		$\phi' (^{\circ})$	35	35	$\phi' (^{\circ})$	35	40
		$E' (kPa)$	7136	7136	$E_{50}^{ref} (kPa)$	11669	11669
					$E_{oed} (kPa)$	5009	5009
					$E_{ur}(kPa) = 3E_{50}^{ref}$	35007	35007
		ν	0,32				
	150kPa	$c' (kPa)$	13	13	$c' (kPa)$	13	38
		$\phi' (^{\circ})$	35	35	$\phi' (^{\circ})$	35	40
		$E' (kPa)$	14087	14087	$E_{50}^{ref} (kPa)$	11669	11669
					$E_{oed} (kPa)$	11725	11725
					$E_{ur}(kPa) = 3E_{50}^{ref}$	35007	35007
		ν	0,32				
	300kPa	$c' (kPa)$	13	13	$c' (kPa)$	13	12,74
		$\phi' (^{\circ})$	35	30	$\phi' (^{\circ})$	35	38
		$E' (kPa)$	29775	29775	$E_{50}^{ref} (kPa)$	11669	11669
					$E_{oed} (kPa)$	16722	16722
					$E_{ur}(kPa) = 3E_{50}^{ref}$	35007	35007
		ν	0,32				

CAPÍTULO 9. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Como se ha expuesto a lo largo de los capítulos anteriores, la investigación realizada en esta tesis doctoral, presenta los resultados de las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos (media-alta plasticidad) compactados y estabilizados empleando como material de estudio a la conocida Formación de Arcillas (margosas) Azules del Guadalquivir compactadas. Estas arcillas, debido a los accidentes geotécnicos de gran envergadura y a los problemas geotécnicos tan frecuentes que presentan estos materiales, se dispone de una amplia recopilación de sus características mineralógicas, estudio de su microfábrica y parámetros geotécnicos *in situ* (Oteo, 1994; Tsige, 1999; Olalla y Cuellar, 2001; Alonso *et al.* 2001; Tsige y Corral, 2013; Alonso y Gens, 2006; Galera *et al.*, 2009; Cooper *et al.*, 2014).

Sin embargo, apenas existen estudios sobre estas AAG compactadas a pesar de su uso en numerosos obras de tierra, siendo el estudio de gran interés práctico, además de los aspectos científicos que pueden aflorar de las interpretaciones de los parámetros geotécnicos de suelos arcillosos compactados y estabilizados. Por ello, en esta tesis se aborda de forma detallada todos los aspectos relacionados con la compactación de estas AAG.

Los resultados obtenidos en esta tesis pueden ser aplicados como base de los estudios en cualquier obra de tierra en la que se emplean materiales geológicos con las mismas características granulométricas (distribución y contenido de finos) y composición mineralógica y química. Por otra parte, en la tesis se ha abordado, la modificación o en su caso mejora de las propiedades relevantes de estos suelos; cambio de volumen (expansión), compresibilidad, permeabilidad, resistencia y módulos de deformación dinámica, en el contexto de “mejora de las propiedades geotécnicas de suelos definidos como marginales-inadecuados”.

En este apartado se va a exponer los resultados obtenidos en forma de comparación de los parámetros de los tres tipos de suelos estudiados: AAG compactadas en estado puro AAG y AAG mezcladas con materiales granulares empleado para la mejora o modificación de las propiedades geotécnicas adversas de estos suelos. A su vez, la discusión se realizará con un análisis de los resultados obtenidos en distintos estados de humedad-densidad (lado seco y húmedo de la óptima, estado de la densidad máxima seca) para cada una de las muestras indicadas anteriormente.

9.1 Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas (AAG %)

Las bases teórico prácticas de la compactación consisten en la obtención de un material con propiedades geotécnicas adecuadas, tales como aumentar de la resistencia, reducir o minimizar los asentos y el potencial expansivo y disminución de la permeabilidad entre otros. Los factores que controlan el mecanismo de compactación su posterior comportamiento, son las condiciones de humedad-densidad, la energía de compactación junto con la naturaleza de los materiales (composición mineralógica y distribución granulométrica). Además, el comportamiento geotécnico de los materiales arcillosos compactados en términos de cambio de volumen, resistencia, compresibilidad y permeabilidad está controlado fundamentalmente por la estructura o microfábrica producida durante la compactación y el contenido de humedad o el grado de saturación.

Para el empleo de los materiales geológicos mediante el proceso de compactación en las distintas obras de tierra, se requiere el conocimiento de las condiciones de compactación previo, a su uso en ingeniería. Entre ellas, cabe destacar el comportamiento de los materiales en relación con el contenido del agua con la densidad seca y la microfábrica resultante. Esto va a condicionar el comportamiento del suelo; su deformabilidad, compresibilidad, resistencia frente a cargas estáticas y dinámicas.

Relación humedad-densidad y microfábrica de las AAG %

Como se ha expuesto anteriormente, los factores que controlan el proceso de compactación de los suelos son; la composición mineralógica del suelo, el contenido en humedad, la energía de compactación y la microfábrica del suelo.

La composición mineralógica del suelo afecta a la relación humedad – densidad seca del material y, por tanto, determina la forma de la curva de compactación como estudiaron Lee y Suedkamp (1972). Los suelos de carácter expansivo son arcillas de alta plasticidad que están formados por un gran contenido de minerales arcillosos como es el caso de las AAG.

La influencia del agua en el proceso de compactación es de suma importancia ya que condiciona la evolución de la curva de compactación como estudiaron Johnson y Sallberg (1960) y Seed y Chan (1961). Barrera *et al.*, (2004) en su estudio concluyeron que el parámetro fundamental que gobierna la respuesta del suelo al compactarse es el contenido del agua. En la curva de las AAG % obtenida con la

energía de Proctor normal (PN) se puede observar que, al ir añadiendo agua al suelo, la pendiente de la curva es muy suave, lo que indica que a bajas cantidades de agua se genera una fuerza de succión que no llega a ser superada o modificada por esta energía al ir añadiendo agua hasta llegar a la densidad seca máxima (ρ_{dmax}). El contenido en agua bajo el cual se alcanza la máxima densidad seca se llama contenido de agua óptimo (w_{opt}). Más allá de un cierto contenido en agua, la curva también tiene una pendiente baja ya que cualquier incremento en el contenido en agua tiende a reducir la densidad seca debido a que el agua toma los poros que podrían haber sido ocupados por las partículas arcillosas y el suelo, por lo tanto, está casi saturado. Sin embargo, en la curva de compactación de las AAG % obtenida con la energía de Proctor modificado (PM) se genera una mayor fuerza de succión a bajas cantidades de agua hasta alcanzar una w_{opt} (con una ρ_{dmax}) mejor definida. Al continuar con el incremento de agua, la muestra disminuye su densidad seca debido a que el suelo está casi saturado y posee poco aire entre sus poros a eliminar. Para las AAG %, las curvas de compactación obtenidas para la energía de PN y PM indican que existe muy poca influencia de la energía de compactación para este tipo de suelos arcillosos compactados.

Durante el proceso de compactación se va generando una microfábrica que depende, básicamente, de la energía aplicada (densidad seca alcanzada) y del contenido de agua (Rico y Del Castillo, 1976). El contenido de agua de compactación es la cualidad del suelo que tiene mayor efecto sobre la microfábrica resultante como dedujeron Barden y Sides (1970). Por este motivo, se ha estudiado la microfábrica de las AAG % con la ρ_{dmax} (w_{opt}), del lado seco y del lado húmedo para el 95% de la densidad seca máxima obtenida de la curva de compactación con la energía de PN. En el lado seco se observó la formación de agregados arcillosos relativamente grandes separados por una porosidad heterométrica importante. Su microfábrica, en general, no presenta un aspecto denso y cabe mencionar que la existencia de la porosidad es debida a que no ha sido superada por la energía de compactación. En el estado con ρ_{dmax} existe una reorientación de estos agregados arcillosos y de la porosidad siendo ésta menor que en la muestra del lado seco. Por último, en el lado húmedo la muestra presenta una mayor dispersión de las arcillas formando una microfábrica más continua por las láminas de arcilla que se encuentran tapizando los agregados y presenta menor porosidad. Esta diferencia de microfábrica generada durante la compactación del suelo arcilloso fue ya estudiada por numerosos autores como Lambe (1958), Seed y Chan (1959), Brackley (1975), Mc. Gown y Collins (1975)

y Buenfil (2007) entre otros. Esta influencia que ejerce el agua en la formación de agregados fue estudiada por numerosos autores como Delage *et al.* (1996), Romero y Simms (2008), Lee & Zhang, (2009) y Monroy *et al.* (2010).

La ρ_{dmax} obtenida para las AAG % es menor que la de las AAG inalteradas. Esto es debido a la gran succión que se genera en estos materiales al ser compactados, por la formación de los agregados arcillosos, que es característico de suelos expansivos. Este hecho se puede observar en la microfábrica estudiada de las AAG % con la ρ_{dmax} , del lado seco y del lado húmedo.

Además, los valores obtenidos de la humedad óptima (w_{opt}) se encuentran por debajo del LP del material, característica típica de suelos arcillosos y expansivos como se aprecia en la tabla 9.1. Se han comparado los resultados obtenidos de las AAG % del estudio con los valores de otros suelos expansivos compactados recogidos en el estudio de Hounghy (2015). Cabe destacar que todos los suelos poseen la w_{opt} inferior o cercana al LP .

Tabla 9.1. Propiedades de suelos expansivos compactados (Hounghy T., 2015).

Tipo de suelo	G_s	w_{opt} (%)	ρ_{dmax} (kN/m ³)	LP (%)
Texas	2,72	17	16,4	18
Oklahoma	2,83	24	15,9	20
Arcilla francesa	2,70	32	13,5	65
Colorado	2,70	19	16,5	21
Grayson	2,73	24	14,6	26
San Antonio	2,79	22	16,1	24
San Diego	2,72	17	17,4	14
Zaoyang	2,67	20,5	16,6	19,5
Presente tesis (AAG %)	2,67	23,9	15,2-15,4	32

A continuación se han comparado las curvas de compactación de las AAG % con la energía de PN y PM, donde se puede apreciar la poca influencia de la energía de compactación sobre las AAG %, con materiales procedentes de otros estudios (figura 9.1):

- Suelos del Mioceno del Río Pancrudo; arcillas pardas (CH) y arcillas pardas amarillentas (CL) con sus curvas de compactación con energías de PN y de PM. (Alonso 2004)
- Arcilla arenosa, arena fina uniforme y arcilla. Head y colaboradores (2006) comparan las distintas curvas de compactación con una energía de PN.
- Suelo arcilloso obtenido de Al-Hadbaa procedente de la ciudad de Mosul (Suhail *et al.*, 2008).

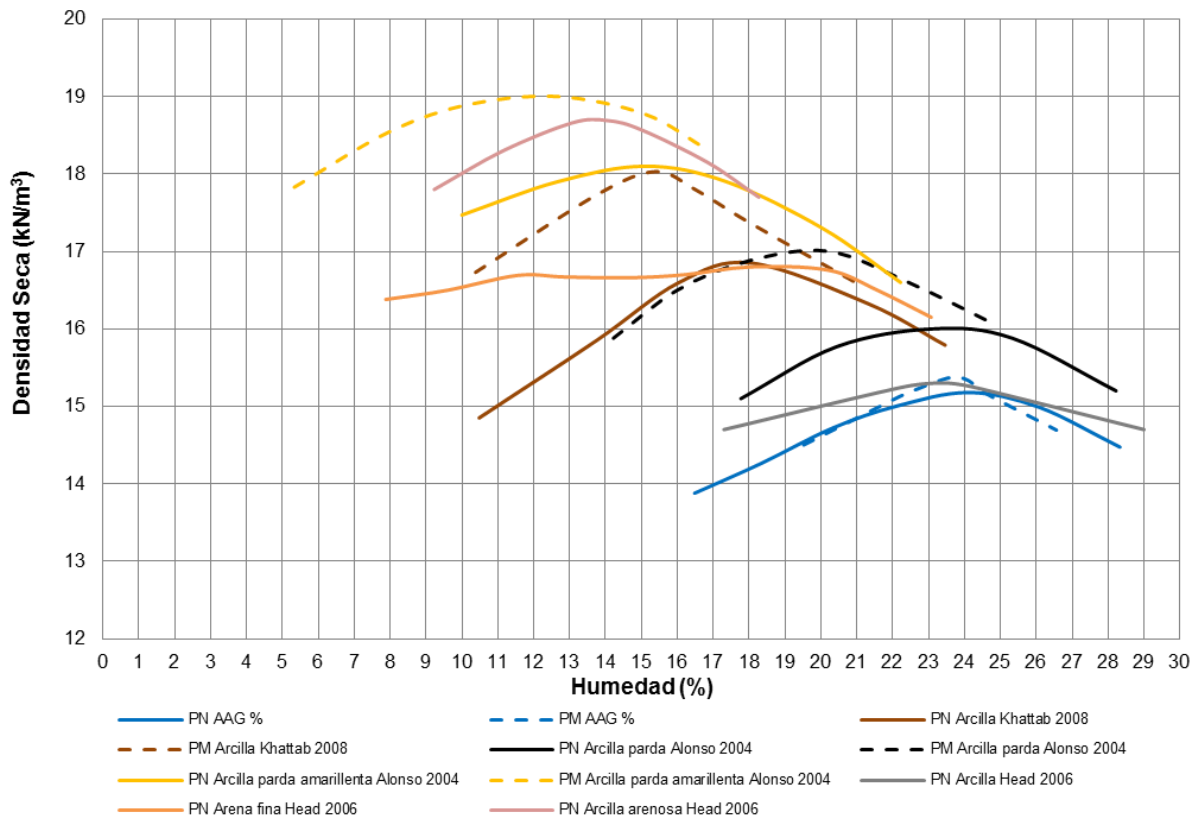


Figura 9.1. Curvas de compactación de materiales de otros estudios y de las AAG % de la presente tesis (Línea continua: energía de PN; línea discontinua: energía de PM).

Deformabilidad

En lo relativo a la deformabilidad de los materiales se han estudiado los cambios de volumen que experimentaron estos suelos compactados. Por ello, se estudiaron las presiones de hinchamiento en los tres estados de humedad y el hinchamiento libre de las AAG %.

Presión de hinchamiento e hinchamiento libre: El hinchamiento libre se encuentra en torno al 7%, es decir, el material presenta un valor muy alto. La presión

de hinchamiento de las muestras AAG % del lado seco posee un valor de 135,4 kPa, con la ρ_{dmax} de 240 kPa y del lado húmedo de 93,8 kPa. Además, se calcularon las presiones de hinchamiento mediante las correlaciones empíricas propuestas por Cimen *et al.* (2012) en los tres estados de humedad, obteniendo valores de 184,5 kPa del lado seco, 147,3 kPa con la ρ_{dmax} y 140,8 kPa del lado húmedo. Se puede observar que a mayor humedad de compactación, utilizando la misma energía de compactación, la presión de hinchamiento se redujo, mientras que a menor humedad, la presión de hinchamiento aumenta, esto es similar a lo indicado en los estudios realizados por Rico y Del Castillo (1992) y Llique y Guerrero (2014). Aunque, para estas AAG % la muestra con la ρ_{dmax} es la que posee la mayor presión de hinchamiento. Estos valores obtenidos de presiones de hinchamiento para las AAG % son inferiores a los que presentan las AAG inalteradas (627,6 kPa) (Tsige, 1999).

Con estos resultados obtenidos de presión de hinchamiento e hinchamiento libre, estos materiales compactados serían considerados como inadecuados, es decir, rechazados para su uso en cualquier tipo de obra de tierra.

La presión de hinchamiento y el hinchamiento libre de las AAG inalteradas también fueron determinadas por otros autores obteniendo valores relativamente altos; Tsige (1999) con valores entre 225 – 882 kPa de presión de hinchamiento y un hinchamiento libre entre 3,2 y 5,3%, Olalla y Cuellar (2001) con una presión de hinchamiento de 126 kPa y Elert *et al.* (2016) con una presión de hinchamiento de 500 kPa y un hinchamiento libre de 8,6%.

Compresibilidad

En relación a la compresibilidad o asiento de las AAG % se estudió la evolución del desplazamiento vertical (por consolidación) sufrido para una determinada carga aplicada y su evolución en el tiempo (asiento-tiempo) medido, mediante el parámetro coeficiente de consolidación (C_v) y el coeficiente de permeabilidad (k). Se puede destacar la diferencia de la evolución entre las muestras compactadas por debajo de la humedad óptima (lado seco) y por encima de ésta (lado húmedo) que se corrobora con la microfábrica resultante; formación de agregados arcillosos grandes y mayor porosidad intra-agregados en las probetas compactadas del lado seco y una microfábrica dispersa, más continua, con porosidad baja y de menor tamaño en probetas del lado húmedo. Por este motivo, al aumentar el contenido en humedad de las muestras, el C_v y el k se van reduciendo; la muestra AAG % del lado seco tiene un C_v de $3,3 \times 10^{-8}$ m²/s, con la ρ_{dmax} de $1,4 \times 10^{-8}$ m²/s y del lado húmedo de 1×10^{-8} m²/s,

como la k para la muestra del lado seco de $2,5 \times 10^{-11}$ m/s, con la ρ_{dmax} de $9,8 \times 10^{-12}$ m/s y del lado húmedo de 7×10^{-12} m/s. Estos resultados concuerdan con los estudios llevados a cabo por Mitchel (1956) y Lambe (1960).

Debido a las microfábricas que presentan las muestras, en las probetas compactadas del lado seco se ha registrado una deformación elástica o inicial importante debido, fundamentalmente, a la destrucción o cierre de la porosidad intra-agregados, mientras que en las muestras del lado húmedo se ha observado un predominio de la deformación por consolidación secundaria (producida debido a la disipación del exceso de la presión de poros generada durante la carga).

Por otra parte, en todos los casos, las probetas muestran que, a medida que aumenta la tensión vertical efectiva, los incrementos de deformación experimentados son cada vez menores, es decir, las muestras tienden a ser más rígidas (los incrementos de la deformación son cada vez menores).

A su vez, la presión de hinchamiento influye de manera importante en el grado de compresibilidad de las muestras. En las curvas edométricas ($e_0 - \sigma'_v$) se ha observado que comienzan con un tramo horizontal (con muy poca variación del índice de poros) que se mantiene estable hasta unas presiones efectivas (muestra del lado seco 90 kPa, con la ρ_{dmax} con 100 kPa y del lado húmedo con 70 kPa) que se encuentran cercanas a las presiones de hinchamiento de los materiales. Una vez las muestras superan estas presiones de hinchamiento, el material se deforma siguiendo la curva noval, obteniendo un índice de compresión ($C_c = 0,24 - 0,20$) con una deformación de carácter plástico y con una recuperación muy baja. Los suelos compactados del lado seco son los que poseen mayor índice de compresibilidad ($C_c = 0,24$), seguidos de los suelos con la ρ_{dmax} ($C_c = 0,21$) y por último del lado húmedo ($C_c = 0,20$). Esto es debido a que las AAG % del lado seco poseen el mayor índice de poros ($e_0 = 0,85$) de las muestras en comparación con los índices de poros de las otras muestras con distintos estados de humedad (con la ρ_{dmax} y del lado húmedo), al igual que concluyó Soares (2011) en su estudio.

Resistencia a cargas estáticas

Para completar el análisis de las propiedades geotécnicas se ha estudiado la resistencia de las AAG % mediante el ensayo triaxial de tipo CU ya que con este equipo, el suelo arcilloso ensayado está sometido a un estado de tensiones muy parecido al que la muestra inalterada lo estaría en el terreno.

Al realizar el análisis del esfuerzo desviador respecto a la deformación, se ha observado que las muestras AAG % compactadas con la ρ_{dmax} y las del lado húmedo presentan un comportamiento plástico con una ligera tendencia al endurecimiento en algunos casos. Es decir, las AAG % pierden el carácter frágil que presentan las AAG *in situ* (Tsige, 1999).

En el estudio de las presiones intersticiales respecto a la deformación se observó que la muestra AAG % en el estado de ρ_{dmax} generó presiones intersticiales negativas para bajas tensiones de confinamiento. Este comportamiento se debe, fundamentalmente, a que ha tenido lugar un hinchamiento del material. Este hinchamiento, que provoca un incremento del índice de poros y por tanto una disminución de la presión intersticial, no es reprimido por la presión de confinamiento aplicado a la probeta, lo que significa que la presión de hinchamiento de estas arcillas, en estas condiciones, es mayor a 150 kPa. Esto se confirma con la presión de hinchamiento de 240 kPa obtenida en el estudio de la deformabilidad para la muestra AAG % con la ρ_{dmax} . Esta generación de presiones intersticiales negativas es debida al menor contenido en humedad de las muestras como expresó Mun *et al.* (2016). Sin embargo, para las muestras compactadas del lado húmedo, esta presión intersticial se incrementó positivamente de manera significativa en la medida en que se incrementaba la presión de confinamiento y el nivel de deformación axial, por lo que no existió una disminución brusca de las presiones intersticiales. Svoboda y McCartney (2014) realizaron ensayos triaxiales de tipo CU sobre las arcillas de Boulder con mayor contenido en humedad y también obtuvieron unas presiones de poros positivas. Este es uno de los principales motivos por los que, en arcillas expansivas, en algunas normativas se recomienda la utilización de este tipo de materiales compactados del lado húmedo.

Se estimó el módulo E_{50} para la muestra AAG % en los dos estados de humedad. En las muestras AAG % con la ρ_{dmax} no se observa un incremento claro del E_{50} con la presión de confinamiento (para unas presiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa se obtuvieron unos E_{50} de 1150 kPa, 14567 kPa y 4007 kPa respectivamente). Esto es debido a la reducción que experimenta la probeta del tramo elástico por la aplicación de la mayor presión de confinamiento (300 kPa). Sin embargo, las muestras compactadas del lado húmedo a mayor presión de confinamiento, mayor E_{50} (para 50, 150 y 300 kPa se obtuvieron unos E_{50} de 9540 kPa, 11714 kPa y 12097 kPa respectivamente).

En la representación de los círculos de Mohr correspondientes se han obtenido las envolventes de rotura. En las AAG % con la ρ_{dmax} la envolvente de rotura no se llegó a ajustar correctamente a los círculos de Mohr debido a los fenómenos de hinchamiento experimentados por las probetas, por ello, su cohesión y ángulo de rozamiento son; en totales de $c = 30,5$ kPa y $\phi = 22,4^\circ$ y en efectivas de $c' = 0$ kPa y $\phi' = 29,6^\circ$. Mientras que la muestra AAG % del lado húmedo la envolvente de rotura se definió perfectamente, obteniendo valores; en totales de $c = 23,5$ kPa y $\phi = 18,4^\circ$ y en efectivas de $c' = 4,9$ kPa y $\phi' = 29,1^\circ$.

Los valores obtenidos para las AAG por Oteo (1994) son de c' entre 12 y 30 kPa y un ϕ' entre 25° y 34° . Ayala-Carcedo (2004) $c' = 31 - 61$ kPa y $\phi' = 25^\circ$. Alonso y Gens (2006) $c' = 65$ kPa y $\phi' = 24,1^\circ$. Alonso y Pinyol, (2007) $c' = 12,2$ kPa y $\phi' = 30^\circ$ para muestras inalteradas y $c' = 7,8$ kPa y $\phi' = 25^\circ$ para muestras remoldeadas.

Como la envolvente de rotura de los círculos de Mohr no se ajustó correctamente en algunas muestras, se calculó la línea CSL con las trayectorias de tensiones en el espacio $p' - q$. Para las AAG % con la ρ_{dmax} , las trayectorias de tensiones exhiben el comportamiento de hinchamiento que experimentan las muestras a bajas tensiones de confinamiento. La línea CSL presenta un $\phi' = 29,3^\circ$ lo que indica que el ajuste es correcto (envolvente de rotura: $\phi' = 29,6^\circ$). Las trayectorias de tensiones de las muestras con la ρ_{dmax} poseen al principio del ensayo un comportamiento contractivo y, posteriormente, según se va aumentando el desviador, se pone de manifiesto un comportamiento dilatante del material. Sin embargo, las muestras del lado húmedo poseen unas trayectorias de tensiones diferentes ya que poseen un comportamiento elástico que posteriormente tienden a suavizar su pendiente (como ocurre en las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$).

En lo relativo al parámetro A de Skempton calculado, aumenta con el incremento de la presión de confinamiento. La muestra AAG % con la ρ_{dmax} posee valores negativos para bajas presiones de confinamiento corroborando el fenómeno de hinchamiento experimentado por el material (para unas presiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa se obtuvieron unos A de -0,47, -0,24 y 0,03 respectivamente), mientras que para las muestras del lado húmedo se han estimado valores positivos (para 50, 150 y 300 kPa se obtuvo un A de 0, 0,2 y 0,37 respectivamente) correspondiendo con las presiones intersticiales positivas generadas. Según Skempton (1954), las muestras con valores entre 0 y 0,5 son arcillas ligeramente

sobreconsolidadas (muestras del lado húmedo), mientras que los suelos que tienen valores entre -0,5 y 0 se trata de arcillas muy sobreconsolidadas (muestras con la ρ_{dmax} para presiones de confinamiento de 50 y 150 kPa).

Los valores obtenidos en la presente tesis doctoral son ligeramente inferiores a los de Alonso y Gens (2006) en su estudio de las AAG inalteradas con valores que varían entre $A = 0,7 / 0,45 / 0,24 / 0,49$ y 0,8.

Resistencia a cargas dinámicas

Por último, se han estudiado las propiedades geotécnicas de la AAG % con la ρ_{dmax} sometida a cargas cíclicas. Se ha observado que, frente a cargas cíclicas, la muestra AAG % también experimenta el fenómeno de hinchamiento. Esto es debido a que los procesos de carga cíclicos en suelos arcillosos saturados se caracterizan por suceder rápidamente, casi en una condición no drenada en la cual, no hay expulsión del agua que está presente en los poros durante la aplicación de la carga cíclica. Este comportamiento conduce a deformaciones en el suelo, y al desarrollo de excesos de presión de poros debido a la tendencia al cambio del volumen del suelo arcilloso (Chaves, 2011), hecho que se observa con la muestra AAG % del estudio. La muestra AAG % supera la presión de confinamiento llegando a la rotura a deformaciones muy bajas (inferior a 1%), debido al hinchamiento ocurrido en la muestra.

Una vez expuestos los resultados de las AAG %, a continuación se presentan la comparativa y discusión de los resultados de las AAG compactadas y estabilizadas con mezcla de material granular con un 10% y 20% de arena.

9.2 Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas y estabilizadas

También se llevó a cabo la compactación y estabilización de estos suelos arcillosos (AAG) mediante mezcla mecánica de material granular. Por este motivo se ha comparado el comportamiento geotécnico de las AAG % con las muestras estabilizadas con un 10% y un 20% de material granular (AAG-arena 10% y AAG-arena 20%). Con ello se pretende evaluar la mejora que presentan las AAG % tanto compactadas como estabilizadas, para su viabilidad en obra civil en los apartados expuestos a continuación.

Relación humedad-densidad y microfábrica

Se ha estudiado la influencia que ejerce en la relación humedad-densidad seca la introducción de material granular sobre las AAG cuando son compactadas (figura 9.2a y b). Se puede observar que, para una energía de compactación de PN, al ir aumentando la cantidad de material granular en las muestras, la w_{opt} va disminuyendo y la ρ_{dmax} se va incrementando. Esto es debido a que a mayor contenido en arena, la muestra posee una mayor ρ_{dmax} ya que existe un mejor empaquetamiento de las partículas arcillosas con las partículas arenosas. Este hecho se corrobora con la microfábrica observada de las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% que presentan grandes agregados de arcilla con las partículas de arena dispuestas en un esqueleto de la forma “grano (agregado de arcilla) a grano (arena)” con un tamaño medio de los poros. Estos datos concuerdan con la tendencia obtenida por Henderson y Lisle (1988), Faure y Mata (1994), Alawaji (1997), Leelani *et al.* (1992), Abdelrahman y Shahien (2004) y Khan *et al.* (2014). Como con las muestras AAG %, se ha llevado a cabo un estudio de la microfábrica en los tres estados de humedad de las muestras con arena en su mezcla (AAG-arena 10% y AAG-arena 20%). En general, las muestras del lado seco se caracterizan por la formación de agregados relativamente grandes, separados por una porosidad heterométrica importante, con unos conectores sobre todo de arcillas y los fragmentos de arena se encuentran mezclados con los agregados formando elementos individuales también unidos por puentes de arcilla. Las muestras con la ρ_{dmax} muestran una reducción del tamaño de los agregados y de la porosidad, y a diferencia con las AAG %, estas muestras con arena no poseen reorientación de su microfábrica. Las muestras compactadas del lado húmedo se caracterizan por tener una microfábrica más homogénea con poca presencia de agregados individualizados y macroporos siendo, el contacto entre las partículas, más directo.

Al ir introduciendo mayor porcentaje de arena en las muestras, la saturación con la que se obtuvo la ρ_{dmax} de cada suelo va disminuyendo notablemente; para AAG % de $S_r = 85\%$, para AAG-arena 10% de $S_r = 82\%$ y para AAG-arena 20% de $S_r = 77\%$. Para suelos cohesivos la saturación del material suele ser del 85% y algo mayor para suelos netamente arcillosos, por lo tanto, con la introducción de arena en las muestras este comportamiento cohesivo del material se va reduciendo gradualmente en proporción al porcentaje de arena introducida. Por lo tanto, se deduce que las propiedades del suelo tras la compactación quedan definidas por la granulometría del suelo, como expuso Alonso (2004), así como de las condiciones de humedad y densidad seca del mismo.

Por lo tanto se puede establecer que el comportamiento de estas arcillas con la introducción de un 10% y un 20% de material granular para la ρ_{dmax} se ajusta a un modelo de regresión lineal con un R^2 del 0,998 y para la w_{opt} también se ajusta a un modelo de regresión lineal con un R^2 del 0,999.

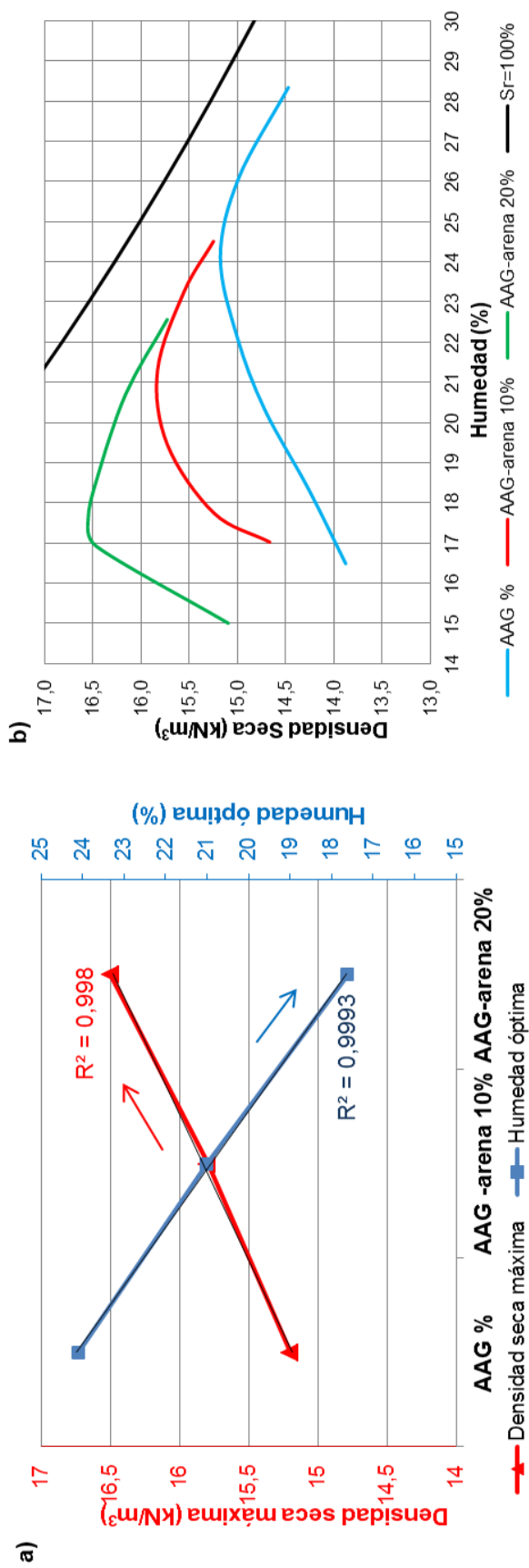


Figura 9.2. (a) Curva de evolución de la ρ_{dmax} (línea roja) y w_{opt} (línea azul) y (b) Curvas de compactación representativas para energía de PN para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Deformabilidad

Los resultados preliminares de la deformabilidad, comentados en el apartado anterior, demuestran la alta expansividad en términos de porcentaje de expansión de la AAG %. No obstante, con la introducción de material granular se produce una reducción notable de los parámetros expansivos (presión de hinchamiento e hinchamiento libre). En la figura 9.3 (a) y (b) se muestran la evolución de los resultados de la presión de hinchamiento y del hinchamiento libre con la adición de material granular. Se aprecia que las muestras con sólo el 10% de arena muestran una reducción de la deformabilidad de un 51% de la presión de hinchamiento y 62% del hinchamiento libre. Las muestras con un 20% de arena poseen una reducción de las propiedades expansivas; 98% de la presión de hinchamiento y 94% del hinchamiento libre, es decir, llega a valores casi despreciables. Este carácter expansivo de la muestra AAG % responde perfectamente a la elevada composición del mineral esmectítico de las muestras y con la introducción del material granular este carácter expansivo se reduce considerablemente. Estos resultados corresponden con los resultados obtenidos de Abdelrahman y Shahien (2004) y ElKholy (2008).

El comportamiento de las AAG % con la introducción de un 10% y un 20% de material granular para la densidad seca máxima de cara a la presión de hinchamiento se ajusta a un modelo de regresión lineal con un R^2 del 0,999 y para el hinchamiento libre con un R^2 del 0,96.

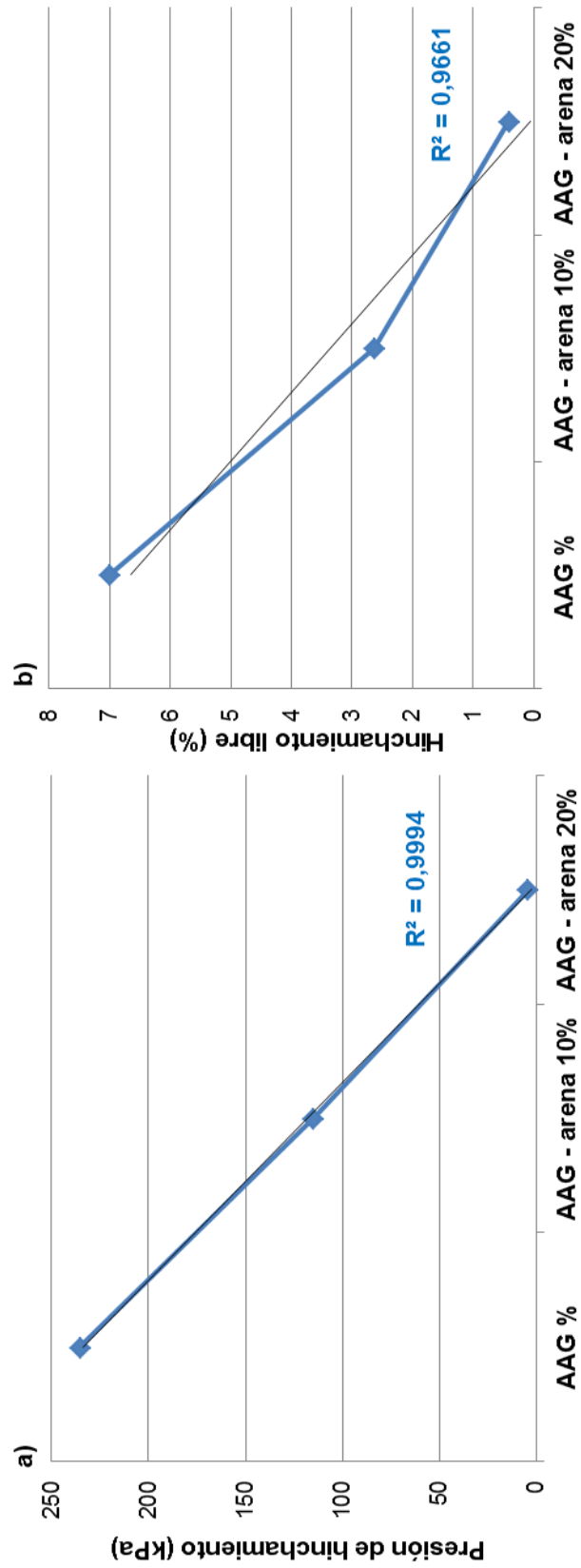


Figura 9.3. Relación de porcentaje de material granular con (a) presión de hinchamiento e (b) hinchamiento libre para las muestras compactadas y estabilizadas.

Además, cabe mencionar que esta reducción de la presión de hinchamiento se produce en los tres tipos de probetas; por debajo de la humedad óptima (lado seco), con la ρ_{dmax} y por encima de ésta (lado húmedo). En la figura 9.4 se observa la comparación de la reducción de la presión de hinchamiento en los tres estados de humedad-densidad seca.

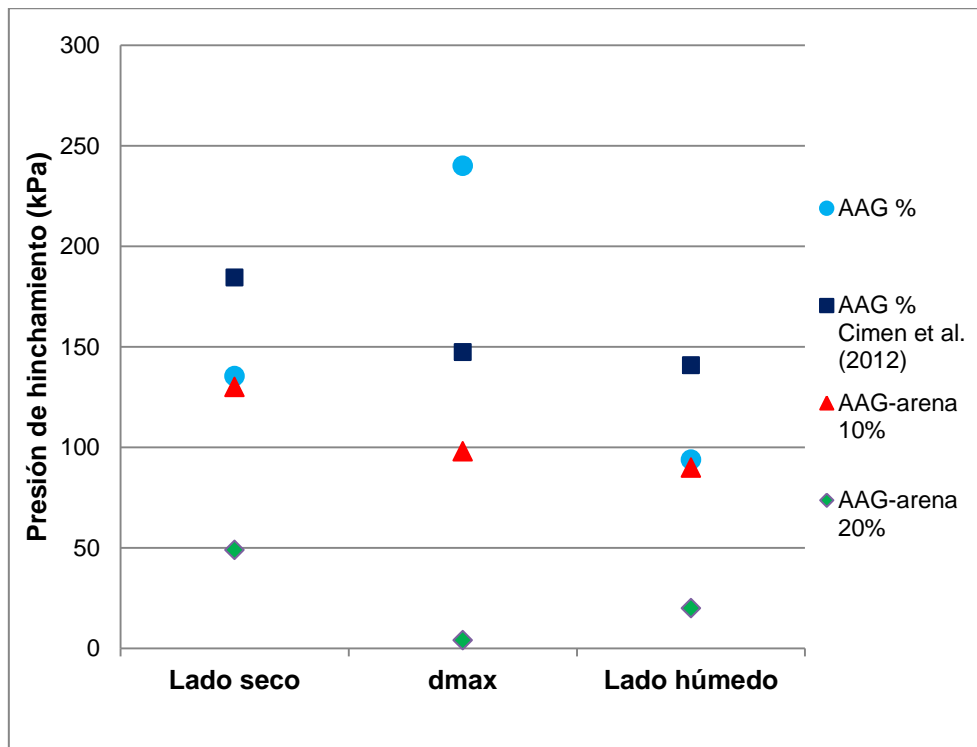


Figura 9.4. Relación de los tres estados de humedad-densidad seca con la presión de hinchamiento para las muestras compactadas y estabilizadas.

Compresibilidad

Para la compresibilidad o asiento de las AAG-arena 10% y AAG-arena 20% también se llevó a cabo el estudio de la evolución del desplazamiento vertical sufrido para cargas verticales y su evolución en el tiempo, mediante el parámetro C_v (coeficiente de consolidación) y el k (coeficiente de permeabilidad). Para ambas muestras, el C_v y el k se van reduciendo al aumentar el contenido en humedad. Esto es debido a la microfábrica que poseen las muestras; en general, presentan grandes agregados arcillosos con partículas arenosas y con mayor porosidad del lado seco, mientras, del lado húmedo poseen una microfábrica más continua, dispersa, con menor tamaño de la porosidad y de los agregados arcillosos que se encuentran englobando los clastos arenosos. Sin embargo, este comportamiento para la muestra

AAG-arena 20% del lado seco sometida a la máxima carga vertical (1000 kPa) no es el esperado según los resultados obtenidos de los ensayos.

Debido a esta microfábrica, las muestras compactadas del lado seco presentan, como en la muestra AAG %, una deformación elástica importante por la destrucción o cierre de la porosidad, mientras que en las muestras del lado húmedo también predomina la deformación por consolidación secundaria.

Realizando una comparativa entre los tres tipos de muestras (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) el C_v va aumentando según se incrementa el contenido en material granular; la muestra AAG % posee un C_v de $1,4 \times 10^{-8}$ m²/s, la muestra AAG-arena 10% de $1,6 \times 10^{-8}$ m²/s y la AAG-arena 20% de $1,8 \times 10^{-8}$ m²/s. Es decir, con la introducción de arena en la mezcla se reduce el tiempo de asiento del material. Por ello, el coeficiente de permeabilidad (k) de las muestras también aumenta a mayor contenido en material granular (para la AAG % el k es de $9,8 \times 10^{-12}$ m/s, para AAG-arena 10% de 1×10^{-11} m/s y la AAG-arena 20% de $1,1 \times 10^{-11}$ m/s) como también observaron anteriormente Sivapullaiah *et al.* (2000) y Prakasha y Chandrasekaran (2005) en sus estudios. Además, en todas las muestras (del lado seco, con la ρ_{dmax} y del lado húmedo), a medida que aumenta la tensión vertical efectiva, el k y el C_v se va reduciendo como también expresaron Robinson y Allam (1998).

Por otra parte, en todos los casos, las muestras AAG % contienen los menores módulos edométricos (E_m), sin embargo, con la introducción de arena el E_m aumenta, es decir, los suelos adquieren una mayor rigidez con la mezcla de material granular. Por ejemplo, para las muestras con la ρ_{dmax} , la muestra AAG % tiene E_m de 14500 kPa, para la AAG-arena 10% de 15800 kPa y de 16000 kPa para la AAG-arena 20%. Además, a medida que aumenta la tensión vertical efectiva, los incrementos de deformación que sufren las muestras son cada vez menores, es decir, las muestras tienden a ser más rígidas en todos los casos.

Como dedujeron Cueto *et al.* (2009), éstos resultados obtenidos son debido a la menor cantidad de aire y agua presente en las muestras de suelo con el 10% y 20% de arena (tabla 9.2), ya que estos han sido ocupados por partículas arenosas las cuales se reorganizan con las partículas arcillosas e introducen en los poros durante el proceso de compactación, disminuyendo la porosidad y aumentando su resistencia a las fuerzas externas, otorgando a los suelos una mayor rigidez en comparación con las muestras AAG %.

Tabla 9.2. Valores de densidad máxima, humedad óptima e índice de poros para las muestras compactadas con la energía de PN.

Muestras	AAG %	AAG-arena 10%	AAG-arena 20%
$\rho_{dmax} (kN/m^3)$	15,2	15,8	16,5
$w_{opt} (\%)$	24,1	21	17,5
e_0	0,75	0,69	0,60

A su vez, en las curvas edométricas ($e_0 - \sigma'_v$) de las muestras se ha observado que, como en las muestras AAG %, comienzan con un tramo horizontal (con muy poca variación del índice de poros) que se mantiene estable hasta unas presiones efectivas (muestra AAG % 100 kPa, AAG-arena 10% con 90 kPa y AAG-arena 20% con 70 kPa) a las que las muestras comienzan la deformación plástica con recuperaciones muy bajas. Las tensiones verticales efectivas a las que las muestras superan estas presiones de hinchamiento se van reduciendo con la introducción del material granular. Este hecho se corrobora en el estudio realizado de la deformabilidad del material. El índice de compresión (C_c) se reduce a medida que aumenta el contenido en humedad para los tres tipos de muestras. Además, con la introducción de material granular en la mezcla, también se reduce aunque, con la introducción del 10% al 20% de arena apenas existe variación (C_c pasa de 0,21 (AAG %) a 0,15 (AAG-arena 10%) y a 0,15 (AAG-arena 20%)), resultados similares a los ya obtenidos por Prakasha y Chandrasekaran (2005).

Por lo tanto, cada muestra posee comportamientos similares para cada estado de humedad diferentes (lado seco, ρ_{dmax} y lado húmedo). Sin embargo, comparándolas entre ellas (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) el comportamiento del material varía debido a esta estabilización con arena que hace que las AAG compactadas y estabilizadas con el 20% de arena posean mayor C_v , k , E_m y una reducción de la compresibilidad del suelo (C_c).

Resistencia a cargas estáticas

Se llevó a cabo el análisis de la resistencia de los materiales con la ρ_{dmax} y del lado húmedo de la curva de compactación. En las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$ la rigidización que fue observada en las muestras AAG % se va perdiendo con la introducción de material granular en su mezcla. El comportamiento de las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% es puramente plástico. Esto es justificable por la microfábrica resultante y por la cantidad de arenas que va teniendo la muestra ya que, la rigidización de las

AAG % se produce debido a la reorientación de las láminas de arcilla con el incremento de la deformación, sin embargo, en las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20%, los materiales granulares impiden esa reorientación y, por tanto, la rigidización.

El comportamiento de los suelos del lado húmedo es de tipo plástico debido a que el suelo posee una única familia de poros, microporos, donde se encuentra el aire ocluido y la fase continua del agua, como ya explicaron Leroueil y Hight (2013). Khan *et al.* (2014) observaron que la fase continua del agua ofrece lubricación, facilitando así el deslizamiento de unas partículas sobre otras generando deformación antes de la rotura. Como en su estudio, las muestras de la presente tesis con contenido en arena también presentan un comportamiento plástico. Además, Prakasha y Chandrasekaran (2005) concluyeron que para suelos arcillosos con un contenido menor del 50% en arenas, la arcilla es la que proporciona la resistencia y el comportamiento plástico al suelo. Das (2010) estudió que las probetas compactadas con la densidad máxima también poseen un comportamiento de tipo plástico porque están compactadas a la humedad óptima de las muestras. Este comportamiento indica que cerca de la humedad óptima de las muestras, las arcillas exhiben un comportamiento como si la arcilla estuviera saturada donde, como explicó Cokca *et al.* (2004), la succión matricial (definida como la diferencia de presión entre la presión de aire de los poros y la del agua) existente disminuye.

Cabe destacar el comportamiento de las presiones intersticiales ($u - \varepsilon_a$) de las tres muestras compactadas con la ρ_{dmax} . Al igual que la muestra AAG % en el estado de ρ_{dmax} , en la muestra AAG-arena 10%, para bajas tensiones de confinamiento (50 y 100 kPa en este caso), se generaron presiones intersticiales negativas por lo que presentó fenómenos de hinchamiento. Para la muestra AAG-arena 20% éste hinchamiento sólo se produce en la probeta sometida a la menor presión de confinamiento (50 kPa). Este comportamiento se corrobora con los valores obtenidos de las presiones de hinchamiento en el ensayo de deformabilidad, donde la muestra AAG-arena 20% posee la menor y la muestra AAG-arena 10% posee una presión de hinchamiento en torno a 98 kPa. Este hinchamiento desaparece en los tres tipos de muestras compactadas del lado húmedo de la curva de compactación ya que, como se confirmó en el estudio de la deformabilidad, la presión de hinchamiento se reduce a mayor contenido en humedad del material.

En cuanto al módulo de elasticidad, se ha estimado el módulo E_{50} . En las muestras AAG % y AAG-arena 10% con la ρ_{dmax} no se observa un incremento claro del E_{50} con la presión de confinamiento; la muestra AAG % para las presiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa, el E_{50} es de 1150, 14567 y 4007 kPa, respectivamente. Para la muestra AAG-arena 10%, para presiones de 50, 100 y 300 kPa de confinamiento, el E_{50} es de 3164, 3648 y 3234 kPa, respectivamente. Esto es debido al comportamiento $\sigma_d - \varepsilon_a$ y $u - \varepsilon_a$ que han experimentado durante el ensayo triaxial. Sin embargo, la muestra AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} sí que aumenta el E_{50} a medida que aumenta la presión de confinamiento (para presiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa, el E_{50} es de 738, 1986 y 6165 kPa, respectivamente). La muestra con el 20% de material granular es la única muestra con la ρ_{dmax} que, a medida que aumenta la tensión de confinamiento aumenta el módulo de elasticidad otorgando al suelo una mayor resistencia, lo que indica que con la introducción del 20% de arenas las propiedades tenso-deformacionales mejoran.

Para las tres muestras compactadas del lado húmedo a mayor presión de confinamiento, mayor E_{50} ; para unas tensiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa, para la muestra AAG % el E_{50} es de 9540, 11714 y 12097 kPa, para la muestra AAG-arena 10% el E_{50} es de 6107, 6813 y 9147 kPa y para la muestra AAG-arena 20% el E_{50} es de 7136, 14087 y 29775 kPa, respectivamente. Se puede observar que la muestra AAG-arena 20% es la que posee mayor módulo de elasticidad como ya observaron Shafiee *et al.* (2008). Mientras mayor sea el módulo de elasticidad mayor es la resistencia del suelo a la deformación, resultado que coincide con lo expresado por Raper y Erbach (1990). Este comportamiento es el esperado debido a que la muestra con el 20% de arena es la que posee la mayor densidad seca, es decir, en el estado más compactado hay un contacto más cercano entre los agregados arcillosos y las partículas arenosas de suelo, lo cual aumenta su resistencia mecánica y rigidez (como ya se observó en el análisis de la compresibilidad realizado). Además, como se confirmó en el estudio de la compresibilidad del suelo, a mayor contenido en humedad, el material adquiere mayor rigidez y resistencia mecánica. Por estos motivos, según varias normativas vigentes, los suelos de alta plasticidad y expansividad deben compactarse del lado húmedo.

A partir de los círculos de Mohr representados se hallaron la cohesión (c , c') y el ángulo de rozamiento interno (ϕ , ϕ') en tensiones totales y efectivas. En los materiales con la ρ_{dmax} , para la c y el ϕ , tanto en totales como en efectivas, no se aprecia

ninguna tendencia en el comportamiento como ya se confirmó con la obtención del módulo E_{50} . Prakasha y Chandrasekaran (2005) en su estudio también hallaron que estas variaciones en los valores obtenidos de ϕ' con la introducción de material granular no son significativos. Sin embargo, en las muestras compactadas del lado húmedo en tensiones totales, existe una disminución de la c y un aumento de ϕ con la introducción de material granular (para la AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% una c de 23,5 kPa, 19,6 kPa y 17,6 kPa y un ϕ de 18,5°, 24,5° y 25° respectivamente). Este aumento del ϕ también se produce en tensiones efectivas (29,1° para AAG %, 32,2° para AAG-arena 10% y 35,2° para AAG-arena 20%) pero no ocurre con la cohesión (4,9 kPa para AAG %, 20,6 kPa para AAG-arena 10% y 12,7 kPa para AAG-arena 20%).

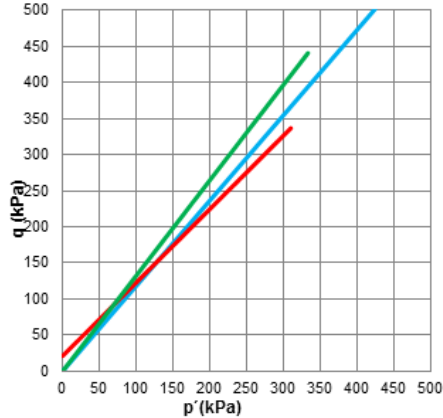
En lo relativo al parámetro A de Skempton, en general aumenta con la introducción de material granular en la muestra, como también hallaron Prakasha y Chandrasekaran (2005).

También se han calculado las trayectorias de tensiones en el espacio $p' - q$, la envolvente de rotura en efectivas y la línea CSL (figura 9.5 (a) y (b)). Para las muestras compactadas y estabilizadas del lado húmedo, las pendientes de las envolventes de rotura y las líneas CSL en el plano aumentan con el contenido en arena como en el estudio de Shafiee *et al.* (2008) para suelos compactados de mezclas arcilla-arena. Valores similares obtuvieron Medina y Melis (2003) para suelos de la Comunidad de Madrid. Para los tres tipos de muestras (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) con la ρ_{dmax} este comportamiento no se manifiesta tan claro.

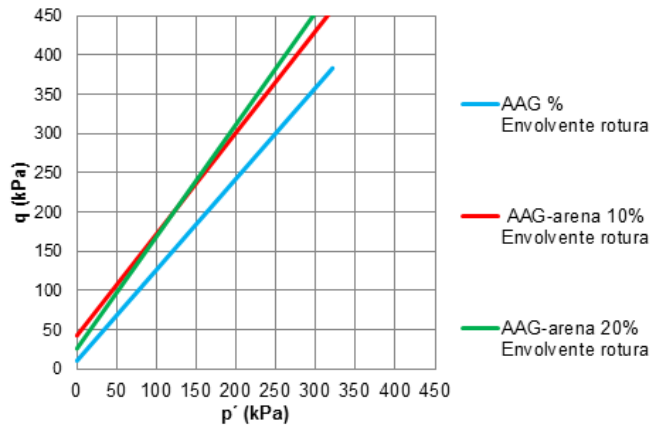
Como en las muestras AAG % con la ρ_{dmax} , se pone de manifiesto en la trayectoria de tensiones de las AAG-arena 10% (para 50 y 100 kPa) y en la AAG-arena 20% (para 50 kPa) el fenómeno de hinchamiento que tiene lugar en las muestras ya que al principio del ensayo posee un comportamiento contractivo y, posteriormente, según se va aumentando el desviador, pasa a tener un comportamiento dilatante. Sin embargo, para el material sometido a la mayor presión de confinamiento (300 kPa) tiene un comportamiento contractivo ya que no existe hinchamiento. Para las muestras compactadas del lado húmedo, las probetas AAG-arena 10% muestran un comportamiento elástico en un rango de deformación axial comprendido entre el 0 y el 5% que, como en las curva $\sigma_d - \varepsilon_a$, se observa que después del tramo elástico pasa a tener un comportamiento plástico, éste cambio se aprecia en los escalones que presentan las trayectorias de tensiones. Las muestras

AAG-arena 20% también presentan un comportamiento elástico en un rango de deformación axial más reducido comprendido entre el 0 y el 3% como se aprecia en sus curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$.

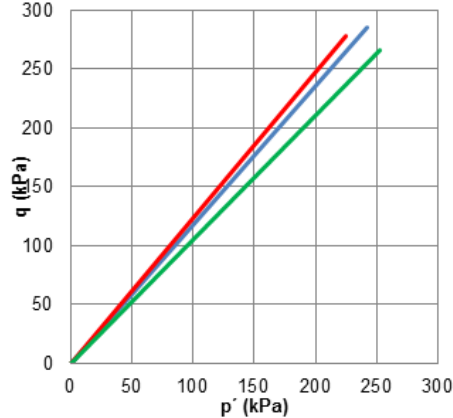
a) Envolvente de rotura con la densidad seca máxima



b) Envolvente de rotura del lado húmedo



b) Línea CSL con la densidad seca máxima



b) Línea CSL del lado húmedo

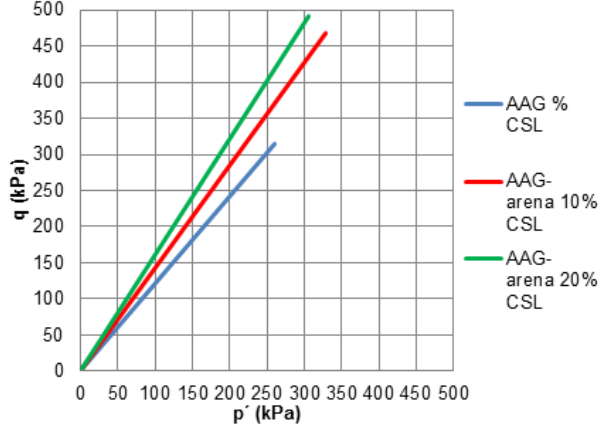


Figura 9.5. Envolventes de rotura (a) y línea CSL (b) para las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%.

Por lo tanto, se deduce que cada muestra (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) en particular posee comportamientos similares en cada estado de humedad diferente (lado seco, ρ_{dmax} y lado húmedo). La respuesta de los materiales frente a cargas estáticas (deformabilidad, compresibilidad y resistencia) indican que a mayor contenido en humedad, el material experimenta menos hinchamiento, menor C_v y k , mayor rigidez y mayor resistencia mecánica. Por lo que se deduce que la microfábrica obtenida de la relación humedad-densidad seca controla los parámetros geotécnicos.

Comparando las muestras compactadas y estabilizadas entre ellas (AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) se ha observado que el comportamiento del material varía con la introducción del material granular que hace que estas arcillas expansivas tengan una reducción de la deformabilidad, por lo tanto, de su expansividad, que experimenten una reducción de la compresibilidad del suelo, una reducción del tiempo de asiento (C_v), un coeficiente de permeabilidad (k) ligeramente superior, una mayor rigidez, un mayor módulo de elasticidad (E_{50}) y, por lo tanto, una mayor resistencia mecánica.

Resistencia a cargas dinámicas

Se llevó a cabo un análisis de las propiedades dinámicas para las AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% con la ρ_{dmax} mediante el ensayo triaxial cíclico y el ensayo de *Bender Element* (Capítulo 7). Se analizaron los ciclos de histéresis bajo una presión efectiva de confinamiento de 50 kPa para diferentes amplitudes de desviador, obteniendo un comportamiento tensión-deformación elasto-plástico con pequeñas deformaciones que aumentan a medida que se incrementa la amplitud del desviador. Este comportamiento elasto-plástico es típico de arcillas como expresó Vucetic (1994).

Como se ha comentado anteriormente, la muestra AAG % sufre una deformación producida por extensión, indicando una posible expansión e incremento de la porosidad de la probeta durante la aplicación de la carga cíclica. Con la introducción de material granular en las muestras este fenómeno de hinchamiento ya no tiene lugar. Este hecho se corrobora con el estudio de la deformabilidad de las muestras en la reducción de los parámetros expansivos con la introducción de arena en su mezcla. En las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20%, la generación de la presión de los poros es siempre inferior a la presión de confinamiento. En todos los casos y una vez producida la rotura, se presenta una reducción importante de esta presión produciendo un incremento del esfuerzo efectivo.

Durante el ensayo de triaxial cíclico también se destaca la degradación de la rigidez (G) de las tres probetas siendo esta degradación mucho mayor para la muestra sin mezcla granular. Esta tendencia concuerda con las previsiones expuestas por Ishibashi y Zhang (1993) y Darendeli (2001). En el trabajo de Ansal *et al.* (2001) con unas arcillas marinas de tipo CH/OH, también tiene lugar esta degradación de la rigidez. La muestra con 20% de arena posee el valor del módulo de corte (G) más alto. Este incremento de la rigidez con el aumento en el contenido en arena es corroborado con los resultados obtenidos en la compresibilidad y del estudio de la

resistencia de los materiales frente a cargas estáticas. Además, también se produce la degradación del módulo de corte normalizado G/G_{max} con respecto a la deformación cíclica (γ_c) para las tres muestras. Este comportamiento es parecido al estudiado por Kallioglou *et al.* (2002) sobre arcillas y arcillas arenosas compactadas.

En el análisis de la respuesta del material frente a cargas dinámicas también se ha estudiado el coeficiente de amortiguamiento (D). En la muestra AAG % se produce un aumento del D indicando un incremento de la disipación de la energía del material. Sin embargo, en las muestras con material granular (AAG-arena 10% y AAG-arena 20%), el aumento del coeficiente de amortiguamiento es muy leve. En el análisis del coeficiente de amortiguamiento (D) con respecto a la deformación cíclica (γ_c), las muestras también poseen un comportamiento similar al obtenido por Kallioglou *et al.* (2002).

Los ensayos de *Bender Element* muestran un módulo de corte máximo (G_{max}) que, en general, aumenta en las tres muestras según aumenta la presión de confinamiento siendo la muestra AAG-arena 20% la que posee el G_{max} mayor. Como expresaron Humphries y Wahls (1968), Koutsoftas y Fischer (1980) y Dobry y Vucetic (1987), el G_{max} está afectado principalmente por la presión de confinamiento efectiva.

Respecto al análisis y comparación de los resultados obtenidos de laboratorio de los ensayos triaxiales cíclicos con las curvas de Ishibashi-Zhang (1993) y Darendeli (2001), se ha observado que por el método de Darendeli (2001) se reproducen mejor los datos obtenidos del ensayo que el método de ajuste de Ishibashi y Zhang (1993). Los autores Guerreiro *et al.* (2012) explicaron que, para aplicaciones generales en la práctica ingenieril, el ajuste de Darendeli (2001) proporciona mejores alternativas ya que las familias de curvas propuestas por Darendeli son las que recogen los mayores efectos en el rango más amplio de deformación.

9.3 Modelización mediante elementos finitos

Comparando los resultados obtenidos mediante los ensayos triaxiales CU de laboratorio con las modelizaciones mediante el programa de elementos finitos Plaxis usando los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Hardening Soil (Capítulo 8), se puede apreciar el ajuste aceptable de ambos modelos. En las simulaciones con el modelo Mohr-Coulomb se observan los elementos típicos de un modelo lineal diferenciándose las dos respuestas básicas de elasto-plasticidad perfecta en todos los casos. Por el contrario, el modelo Hardening Soil reproduce con mayor precisión la

relación hiperbólica experimental creciente entre la deformación axial y el esfuerzo desviador, respondiendo a la no linealidad natural del suelo previa a la rotura. Este modelo predice adecuadamente los cambios de rigidez del material con el aumento de las deformaciones. Por lo tanto, el ajuste de Hardening Soil reproduce mejor el comportamiento de los materiales del estudio al igual que corroboraron Escolano *et al.* (2016) y Tejedor (2014) en sus estudios. Nieto *et al.* (2009) también realizó una modelización sobre suelos arcillosos recomendando el uso del modelo de Hardening Soil sobre el modelo de Mohr-Coulomb.

9.4 CONCLUSIONES

En la siguiente tesis doctoral se han estudiado las Arcillas Azules del Guadalquivir en su estado compactado y estabilizado en el contexto de mejora de las propiedades adversas en el comportamiento de los suelos arcillosos expansivos compactados que podrían ser empleados en cualquier obra de tierra. La investigación desarrollada consta de las siguientes partes:

- Caracterización del material compactado mediante la determinación de las propiedades mecánicas e hidráulicas. En ella se estudió la influencia de la humedad y energía de compactación en el comportamiento del suelo, con el análisis de los resultados mediante la observación de la microfábrica y grado de saturación.
- Estudio de las modificaciones de las propiedades deformacionales y resistentes llevado a cabo mediante la mezcla mecánica de estos materiales con material granular, arenas cuarzo feldespáticas bien seleccionadas, evitando de esta manera las interferencias de los posibles modificaciones químicas durante la mezcla teniendo en cuenta la composición mineralógica y química de las arcillas.
- Simulación numérica tenso-deformacional empleando dos modelos: el modelo de Mohr-Coulomb y el modelo de Hardening Soil.

A continuación se exponen las conclusiones:

1. Los suelos arcillosos de alta plasticidad, como son la Formación de Arcillas Azules del Guadalquivir compactadas, presentan diferentes características de compresibilidad, deformacional y resistencia que pueden ser explicado fundamentalmente por la microfábrica desarrollada durante los procesos de compactación. En las probetas compactadas del lado seco de la humedad óptima

se desarrolla una microfábrica abierta formada fundamentalmente por agregados de arcillas, macroporos entre estos agregados y conectores largos, mientras las compactadas del lado húmedo de la óptima, se caracterizan por presentar microfábrica tipo matriz continua formada fundamentalmente por la disposición continua de los agregados de arcillas y los poros de tamaño reducido entre ellas. En ella se aprecian el predominio de dominios y de láminas de arcillas individuales dispersas. En estas últimas apenas se aprecia los macroporos observados en las probetas del lado seco. En la microfábrica de las muestras compactadas con la densidad seca máxima se produce una reducción importante de la porosidad por tanto, del índice de poros aunque predominan grandes agregados.

2. Las Arcillas Azules compactadas (AAG%) presentan una expansividad muy elevada “incluso superior a las arcillas en estado *in situ*”, que les confiere el carácter *marginal o inadecuado* para cualquier obra de tierra. En este sentido, las probetas compactadas del lado seco presentaron mayor expansividad (presión de hinchamiento e hinchamiento libre), que las muestras compactadas a humedades mayores (lado húmedo), consecuencia de la porosidad y el grado de saturación.
3. La introducción de materiales granulares en las AAG produce una reducción considerable de la deformabilidad (presión de hinchamiento e hinchamiento libre). Las muestras de AAG mezcladas con sólo el 10% de arena (AAG-Arena10%) muestran una disminución de los parámetros expansivos con una reducción de la presión de hinchamiento de un 51% y un 62% del hinchamiento libre. La mezcla mecánica de los suelos estudiados con 20% de arena seleccionada (AAG-Arenas 20%) poseen una reducción de las propiedades expansivas; 98% de la presión de hinchamiento y 94% del hinchamiento libre, es decir, llega a valores casi despreciables.
4. Existe una mejora importante de los parámetros de compresibilidad del material con las cargas verticales con el consiguiente resultado de la reducción de asentamientos, aumento del módulo de deformación y disminución de la permeabilidad.
5. Por otra parte, las determinaciones de las propiedades de comportamiento geotécnico, tanto para cargas estáticas como dinámicas, demuestran la mejora de las relaciones esfuerzo-deformación de las AAG compactadas con 20% de material granular (arenas cuarzo feldespáticas seleccionadas).

6. Con respecto a las relaciones tenso-deformacionales, las muestras AAG % posee un comportamiento plástico con una ligera tendencia a la fluencia (rigidez) con el incremento de la deformación, debido posiblemente a la reorientación de las láminas de arcilla, mientras que, las muestras AAG-arena 10% y AAG-arena 20% el comportamiento pasa a ser puramente plástico.
7. A partir del análisis de las trayectorias de tensiones calculadas se concluye que las muestras compactadas y estabilizadas con la densidad seca máxima muestran un comportamiento al principio del ensayo contractivo y, posteriormente, según va aumentando el desviador, se pone de manifiesto un comportamiento dilatante. Mientras que los tres tipos de muestras compactadas y estabilizadas del lado húmedo presentan del tramo elástico al inicio del ensayo y, según avanza, pasa a tener un comportamiento plástico.
8. Las muestras AAG %, AAG-arena 10% y AAG-arena 20% sometidas a cargas cíclicas, poseen un comportamiento tenso deformacional elasto-plástico.
9. Cabe destacar, que al igual que en el ensayo triaxial de tipo CU estático, en general, para las muestras AAG % con la densidad máxima, se produce una generación de presión de poros negativa para esfuerzos de confinamiento bajos ($\sigma_c < 100 \text{kPa}$).
10. Con la adición de arena en la mezcla, se produce una disminución en la generación de las presiones intersticiales y una reducción de las deformaciones desarrolladas con la aplicación de las cargas cíclicas.
11. Las muestras tratadas con material granular mejoran su comportamiento dinámico como respuesta a las vibraciones producidas por cargas cíclicas en los términos de incrementos de velocidad de corte, módulos de rigidez y liberación de energía (coeficiente de amortiguamiento).
12. Las arcillas tratadas con material granular (AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) presentan mejores propiedades dinámicas que las muestras AAG %. En este sentido, la muestra con 20% de arena posee el valor del módulo de corte (G) más alto para las mismas condiciones de ensayo.
13. Respecto al análisis y comparación de los ensayos de laboratorio con las curvas de Ishibashi-Zhang (1993) y Darendeli (2001), se puede concluir que la correlación con el modelo propuesto por Darendeli (2001) se ajusta mejor que el

propuesto por Ishibashi-Zhang (1993) en la obtención de los parámetros dinámicos G/G_{max} y D del suelo.

14. Las modelizaciones llevadas a cabo mediante el programa de elementos finitos Plaxis, han corroborado que los parámetros adoptados son adecuados, y que la metodología para su obtención es válida para los modelos constitutivos empleados (Mohr-Coulomb y Hardening Soil).
15. Los modelos constitutivos ofrecen una modelización razonable de los principales elementos del comportamiento tensión desviadora-deformación observado en los ensayos triaxiales CU realizados. Sin embargo, las curvas presión intersticial-deformación en ningún caso se ajustan bien a las curvas experimentales.
16. El uso de la modelización mediante Mohr-Coulomb o Hardening Soil debe escogerse en base a la forma de los resultados de las curvas tensión desviadora-deformación obtenidas de los ensayos triaxiales. Aunque es recomendable el uso del modelo Hardening Soil ya que tiene en cuenta la variación de la rigidez del suelo que depende de los esfuerzos y por su mejor reproducción del ensayo real en ocasiones, debido a que el modelo está basado en el modelo hiperbólico.
17. Se ha logrado calcular un modelo avanzado de comportamiento del terreno (AAG compactadas y estabilizadas con material granular) que reproduce con fidelidad el modelo constitutivo, el cual se ajusta a los resultados procedentes de los ensayos de laboratorio para la posible aplicación de estos parámetros geotécnicos en el diseño de terraplenes, presas de materiales suelos y cimentaciones mediante programas de elementos finitos.
18. Por lo tanto, para este tipo de suelos arcillosos, a priori, no adecuados y rechazados para su uso como material de construcción, mediante la compactación y la estabilización se ha conseguido que el material mejore sus propiedades geotécnicas tanto estática como dinámicamente, y pase a ser un material adecuado para su puesta en obra. Con sólo la compactación (AAG %) el material mejora sus propiedades considerablemente no siendo todavía apto aún para su uso en obra civil. Pero, con la compactación y estabilización (AAG-arena 10% y AAG-arena 20%) con un 10% de material granular en la mezcla, las propiedades geotécnicas mejoran sustancialmente y con la adición del 20% de arena hacen que el material sea adecuado para su uso.

Futuras líneas de investigación

En el trabajo realizado en esta tesis se han abarcado varios campos que han aportan datos originales sobre el comportamiento geotécnico de los suelos arcillosos expansivos compactados, empleando las Arcillas Azules del Guadalquivir, en diferentes estados de humedad-densidad. En ella, también se ha llevado a cabo el estudio de los posibles tratamientos (estabilización) de estos materiales mediante la mezcla mecánica con suelos granulares. Pero debido a la amplitud del temario tratado, así como el interés científico y técnico de la línea que se ha comenzado, quedan pendientes varios trabajos para mejorar el conocimiento completo, la justificación de algunos comportamientos y el control de los numerosas variables que afectan a ella. En este sentido, los futuros trabajos pueden estar enfocados tanto en el campo de la experimentación, como en los planteamientos de las bases teóricas y la modelización.

- En el terreno de la experimentación se podrían realizar nuevos ensayos tanto estáticos como dinámicos en estado de semi-saturado. Podrían determinarse parámetros como la succión, la presión de poros y la deformabilidad para diferentes tensión y, por tanto, poder establecer el comportamiento de estos materiales con las teorías de suelos semi-saturados.
- Por otra parte, es necesario realizar otro conjunto de ensayos enfocados a completar el análisis de las propiedades expansivas de las muestras compactadas a distintas fases de humedad-densidad. Analizar el comportamiento expansivo en función del tiempo (corto y largo plazo), tipo de expansión en cada uno de los tramos de tiempo y las posibles variables que controlarían los valores de la presión de expansión.
- También sería interesante como línea de investigación futura la profundización del estudio de la microfábrica resultante. Desarrollar una metodología para el estudio de la cuantificación de la microfábrica tanto en lo que se refiere a la organización de los elementos que forman el suelo en su conjunto (agregados, láminas de arcilla, matriz, etc.), como a la porosidad (forma, posición y tamaño). En este sentido, se podrían emplear métodos más precisos tales como la intrusión por mercurio (MIP), método de láminas orientadas, goniómetro y técnicas de análisis de imagen en el MEB.

- Sería interesante la realización de ensayos de laboratorio para determinar la durabilidad de estos materiales con los ciclos de expansión y contracción mediante los procesos de ciclos de humedad-sequedad acompañado de un análisis de la pérdida de los posibles enlaces producidos durante la compactación y sus efectos en las propiedades tenso-deformacionales.
- Desde el punto de vista de modelización, se podría llevar a cabo una posible aplicación a escala reducida, relativa a las posibles obras de tierra (terraplén, presa, etc.) que pueden ser formados por estos materiales sometidas a determinadas cargas.
- Por último, desde un punto de vista más general, también sería interesante ampliar el estudio de la estabilización de las Arcillas Azules Compactadas con otros agentes.

BIBLIOGRAFÍA

Abad, M. (2007). *“La transgresión tortoniense en el margen pasivo de la cuenca del Guadalquivir: respuesta estratigráfica e implicaciones paleontológicas”*. Universidad de Huelva, ISBN: 978-84-92944-84-2.

Abdelrahman, G. G. and Shahien, M. M. (2004). *“Swelling treatment by using sand for Tamia swelling soil”*. Proceedings of International Engineering Conference, Mansoura University, Sharm El-Sheikh, Egypt.

Abduljawwad, S.N. and Al-Sulaimani, G.J. (1993). *“Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay”*. Geotechnical Testing Journal, American Society for Testing and Material, vol. 16, No. 4, pp. 469-484. ASTM INTERNATIONAL.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1994). *“UNE 103-405-1994 Norma Española: Geotecnia. Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edometro”*. Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1994). *“UNE 103-500 Norma Española: Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor normal”*. Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1994). *“UNE 103-501 Norma Española: Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado”*. Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1995). *“UNE 103-100-95 Norma Española: Preparación de muestras para los ensayos de suelos”*. Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1996). *“UNE 103-601-1996 Norma Española: Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro”*. Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1996). *“UNE 103-602-1996 Norma Española: Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro”*. Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

AEN/CTN 103 Geotecnia (1998). *“UNE 103-402-1998 Norma Española: Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo*

triaxial". Madrid: AENOR. Ministerio de Fomento.

Agus, S.S. and Schanz,T., (2008). "A method for predicting swelling pressure of compacted bentonites".ActaGeotech.3,125–137.

Agus, S.S., (2005). "An Experimental Study on Hydro-mechanical Characteristics of Compacted Bentonite-sand Mixtures". Ph.D. Dissertation. Faculty of Civil Engineering, Bauhaus-Universität Weimar, Germany.

Ahmed, S., Lovell C.W. and Diamond, S. (1974). "Pore sizes and strength of compacted clay". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE 100, No. 4: 407-425.

Akawwi, E. and Al-Kharabsheh, A. (2000). "Lime Stabilization Effects on geotechnical Properties of Expansive Soils in Amman Jordan". En: www.ejge.com. Volume 5.

Alawaji, H. A. (1997). "Swell and strength characteristics of compacted sandy clay soil.". Third International Geotechnical Engineering Conference–Cairo University-Egypt, pp. 303-314.

Alonso, E.E., Gens, A., y Hight, D.W. (1987). "Special problem soils". General report. In Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.

Alonso, E. y Gens, A. (2001). "Dinámica de una rotura en arcillas sobreconsolidadas". V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, CEDEX, 1353-1370.

Alonso, E.E. (2004). "Suelos compactados en la teoría y en la práctica". Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. UPC. Barcelona.

Alonso, E.E., and Gens A. (2006). "Azna collar dam failure. Part 1: Field observations and material properties". Géotechnique 56, No. 3, 165–183.

Alonso, E.E. y Pinyol, N.M. (2007). "Parámetros de diseño, métodos de cálculo y solicitaciones". Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses.

Anday, M.C. (1961). "*Accelerated curing for lime-stabilized soil*". HRB Bulletin 304, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1–13.

Anday, M.C. (1963). "*Curing lime-stabilized soils*". HRB Record 29, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 13–26.

Ansal, A. y Erken, A. (1989). "*Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses*". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115 No. 7 julio, páginas 968-983.

Ansal, A., Iyisan, R and Yildirim, H. (2001). "*The cyclic behaviour of soils and effects of geotechnical factors in microzonation*". Istanbul, Turkey, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 21, 445-452.

Arifin, Y.F., (2008). "*Thermo-hydro-mechanical Behavior of Compacted Bentonite-sand Mixtures: An Experimental Study*". Ph.D.thesis. Faculty of Civil Engineering, Bauhaus-Universität Weimar, Germany.

Ayala-Carcedo, F.J. (2004). "*La rotura de la balsa de residuos mineros de Aznalcóllar (España) de 1998 y el desastre ecológico consecuente del río Guadamar: causas, efectos y lecciones*". Boletín Geológico y Minero. No. 115 (4), 711-738. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España.

Ayuso, J . M^a.; Caballero, A.; Pérez, F. (1998) . IV Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos . Córdoba.

Baceta, J.I. y Pendón, J.G.(1999). "*Estratigrafía y arquitectura de facies de la Formación Niebla, Neógeno superior, sector occidental de la Cuenca del Guadalquivir*". Revista Sociedad Geológica de España, 12 (3-4):419-438.

Balmaceda, A. R. (1991). "*Suelos compactados – un estudio teórico y experimental*". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Barden, L. and Sides, G.R. (1970). "*Engineering behaviour and structure of compacted clay*". Int. of SMFD. Proc. ASCE, 96 (SM4). 1171-1200.

Barrera, M., Garnica, P. y Martínez, F. (2004). "*Influencia de la Succión en los Cambios Volumétricos de un Suelo Compactado*". Instituto Mexicano del Transporte. México, pp. 141.

Basma, A.A. and Tuncer, E.R. (1991). "*Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays*". Transp. Res. Rec. 1295, 52–61.

Bauza, J.D. (2015). "*Tratamiento de suelos arcillosos mediante cal*". Phd, Universidad de Sevilla. Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno.

Bell, F., (1996). "*Lime stabilization of clay minerals and soils*". Eng. Geol., 42(4): 223-237.

Blatz J.A., Graham J., and Chandler N.A. (2002). "*Influence of suction on the strength and stiffness of compacted sand-bentonite*". Canadian Geotechnical Journal, vol. 39, no. 5, pp. 1005–1015,2002.

Bonilla, B. (1996) "*Estabilización de arcillas con cenizas volantes*". Bogotá 99 p. : il., fot. Tesis (Ingeniero Civil). Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería.

Brackley, I.J.A. (1975). "*A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour*". Proc. 6th. Reg. Conf. for Africa on SMFE. 1, 71-79. Durban.

Braja, M. (2001). "*Principios de Ingeniería de Cimentaciones*". México D.F, Thomson Editores, 862 p.

Brinkgreve, J., and Vermeer, A. (1992). "*On the use of Cam- Clay models*". in Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, the Netherlands.

Brinkgreve, R.B.J. (2005). "*Selection of soils models and parameters for geotechnical engineering application*". Soils constitutive models, Evaluation, selection and calibration (GSP 128), J. Yamamuro and V. Kaliakin, eds.: ASCE.

Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy S. and Swolfs W.M. (2015). "*Plaxis bv (Version 8): Materials models manual*". Delft, Netherlands.

Buenfil, C. (2007). "*Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada*". Phd. Barcelona. Pp. 475.

Camacho Tauta J.F., Reyes Ortiz O.J., Antolínez C. y Méndez D.F. (2006). "*Evaluación de aditivos usados en el tratamiento de arcillas expansivas*". Universidad militar de Nueva Granada, Vol. 16 - No. 2.

Casagrande, A. (1936). "*The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*". In: Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Proc. of ICSMFE. Cambridge, MA, 22-26 June 1936. vol. 3. Cambridge, MA, pp. 60-64.

Chaves Agudelo, J.F. (2011). "*Generación de presión de poros en procesos cíclicos no drenados*". Phd, Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola.

Chung, M., Yokel, Y. and Drnevich, V. P. (1984). "*Evaluation of dynamic properties of sands by resonant column testings*". ASTM, Geotechnical Testing Journal, Vol. 7, No. 2, pp. 60-69.

Cimen, O., Nilay, S. and Yildirim, H. (2012). "*Prediction of Swelling Potential and Pressure in Compacted Clay*". Arab J Sci Eng 37:1535–1546.

Civis, J., Sierro, F.J., González Delgado, J.A., Flores, J.A., Andrés, I., Porta, J. y Valle, M. (1987). "*El Neógeno marino de la provincia de Huelva: Antecedentes y definición de unidades litoestratigráficas*". Civis, J. Ed. Paleontología del Neógeno de Huelva. Ediciones de la Universidad de Salamanca, Salamanca, 9-21.

Cokca, E., Erol, O. and Armangil, F. (2004). "*Effects of compaction moisture content on the shear strength of an unsaturated clay*". Geotechnical and Geological Engineering 22: 285–297.

Cooper S., Pérez C., Vega L., Galera J.M. y Pozo V. (2011). "*The role of bedding*

planes in Guadalquivir Blue Marls on the slope stability in Cobre Las Cruces open pit. International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, 18–21 September 2011, Vancouver. Can. Rock Mechanics Association.

Cooper, S., Rodríguez M.D., Pozo, V., and Galera J.M. (2014). “*Advanced 3D geotechnical modeling of Las Cruces Open pit*”. European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 2014), Vigo, Spain, 27-29 May 2014. International Society for Rock Mechanics.

Cooper S., Rodriguez, M. D., Pozo V. y Galera J.M. (2015). “*Stability considerations for slopes excavated in fine hard soils/soft rocks at Cobre Las Cruces, Sevilla, Spain*”. The Southern African Institute of Mining and Metallurgy Slope Stability.

Croft, J., (1964). “*The pozzolanic reactivities of some New South Wales flyashes and their application to soil stabilization*”. Proceeding of 2nd Australian Road Research Board (ARRB) Conference, Melbourne.

Darendeli, M. B. (2001). “*Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*”. Doctor of Philosophy. University of Texas at Austin.

Das, B.M. (2000). “*Principles of Geotechnical Engineering*”. Fifth Edition. Brooks/Cole, Pacific Grove, California.

Das M.B. (2005). “*Principles of Geotechnical Engineering*”. Sexta edición, ISBN-13: 978-0534551445 y ISBN-10: 0534551440.

Das, B.M. (2010). “*Principles of Geotechnical Engineering*”. Seventh Edition. Cengage Learning, ISBN-13:978-0-495-41130-7 y ISBN-10:0-495-41130-2.

Das M.B. y Ramana G. V. (2011). “*Principles of Soil Dynamics*”. Segunda edición, Cengage Learning, USA, pp. 555.

Delage, P. y Graham, J. (1996). “*Mechanical behaviour of unsaturated soils: understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models*”.

In: Alonso, E. E., Delage, P. (Eds.), Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT95), Paris, France. Balkema, Rotterdam, pp.1223–1256.

Delage, P., Audigier, M., Cui, Y.J. and Howat, M.D. (1996). “*Microstructure of a compacted silt*”. Canadian Geotechnical Journal, 33: 150-158.

Delage, P., Marcial, D., Cui, Y.J., Ruiz, X., (2006). “*Ageing effects in the compacted bentonite: a microstructure approach*”. Géotechnique 56(4), 291–304.

Diamond, S. (1970). “*Pore size distributions in clay. Clays and Clay Minerals*”. 18: 7-23.

Dobry, R., Vucetic, M. (1987). “*Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*”. Proceedings International Symposium, Ciudad de México, 2, pp. 49-85.

Dobry, R., Vucetic, M. (1991). “*Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response*”. ASCE, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 123, nº 11, pp. 1035 – 1042.

Drnevich, V. P. and Richart, F. E. Jr. (1970). “*Dynamic prestraining of dry sand*”. Journal of SMFD, Proc. of ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 453-469.

Duncan, J.M. and Chang C.Y. (1970). “*Nonlinear analysis of stress and strain in soils*”. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations division, Vol. 96, 1629-1653.

Eades, J.E., Nichols, F.P., and Grim, R.E. (1963). “*Formation of new minerals with lime stabilization as proven by field experiments in Virginia*”. Highway Research Bulletin 335, National Research Council, Washington, D.C.

Eades, J.L. y Grim, R.E., (1960). “*Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization*”. Highways Research Board Bulletin 262, 51–63.

Elert K., Nieto, F. and Azañón, J.M. (2016). “*Effects of lime treatments on marls*”. Applied Clay Science. CLAY-04055; Number of Pages 9, article in press.

ElKholi, S.M. (2008). “*Improving Characteristics of Expansive Soil Using Coarse-grained soil*”. Journal of Engineering and Computer Sciences, vol. 1, no. 2, pp. 71-81.

Engineering and Design (2004). *“General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams”*. Engineer Manual, US Army Corps Engineers, EM 1110-2-2300.

Escolano-Sánchez, F., Bueno-Aguado, M. y Mazariegos-de la Serna, A. (2016). *“Empleo de ecuaciones constitutivas mediante Hardenig Soil Model para la caracterización de las Margas Azules del Guadalquivir a partir de ensayos presiométricos”*. DYNA, 84(201), pp. 109-116.

Estaire, I., Olalla, C. y Cuéllar, V. (2001). *“Análisis de la rotura progresiva mediante la técnica de elementos finitos”*. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, CEDEX, 1385-1398.

EuroSoilStab. (2002). *“Development of Design and Construction Methods to Stabilize Soft Organic Soils: Design Guide for soft soil stabilization”*. CT97-0351, European Commission, Industrial and Materials Technologies Programme (Rite-EuRam III) Bryssel.

Faure, A. and Mata, J. D. (1994). *“Penetration resistance value along compaction curves”*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 120, No. 1, pp. 46-59.

Galán E. y González, I. (1993). *“Contribución de la mineralogía de arcillas a la interpretación de la evolución paleogeográfica del sector occidental de la cuenca del Guadalquivir”*. Estudios Geológicos, 49, pp. 261-275.

Galera J.M., Checa M., Pérez C., y Williams B. (2009). *“Caracterización de detalle de las Margas Azules del Guadalquivir”*. Ingeopress: actualidad técnica de la ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente. Nº. 186, pp. 16-22.

García Romero, M. (1988). *“Estudio mineralógico y estratigráfico de las arcillas de las facies centrales del Neógeno del borde sur de la Cuenca del Tajo”*. Tesis doctoral. Facultad CC. Geológicas. Universidad Complutense de Madrid.

Garzón E., Sánchez-Soto, P.J., Raigón, M. y Ruiz-Conde A. (2006). *“Efectos de la compactación y estabilización con cemento y cal en las propiedades mecánicas de*

filitas". XXVI Reunión (SEM) / XX Reunión (SEA).

Geiman, C.M., (2005). "*Stabilization of soft clay subgrades in Virginia phase I laboratory study*".

M.A. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.

Gens, A., Alonso, E.E., Suriol, J. y Lloret, A. (1995). "*Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil*". Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Universidad Politécnica de Cataluña, in *Unsaturated Soils*, 1; 83-88; Barcelona.

Goldscheider, M. (1984) "*True triaxial tests on dense sands*". In: G. Gudehus, F.Darve, I.Vardoulakis; editors. *Constitutive relations for soils*. Balkema, Rotterdam.

Gómez de Santos, C. (2013). "*Comportamiento geotécnico de materiales arcillosos compactados; respuesta a cargas estáticas y dinámicas*". Trabajo fin de máster, Universidad Complutense de Madrid.

Gómez de Santos, C., Tsige, M., and Melentijevic, S. (2017). "*Engineering properties of sand stabilized compacted marly clays from the Guadalquivir basin (Southern Spain)*". 16th International Clay, Conference. *Clays from the Oceans to Space*, Granada, España.

González, O., Iglesias, C., Herrera, M., López, E. y Sánchez, A. (2009). "*Influencia de la densidad de volumen en parámetros elastoplásticos empleados para la modelación de la compactación del suelo*". *Revista Ciencias Tecnicas Agropecuarias*, Vol.18, nº1.

González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo C. (2002). "*Ingeniería Geológica*". Editorial Pearson Educación, Madrid, pp. 744.

Grim, R.E. (1968). "*Clay Mineralogy*". McGraw-Hill, New York.

Grima, I. (2001). "*Ensayos de permeabilidad en sondeos en la balsa de Aznalcóllar*". En Carrera y Mediavilla Eds., *Las aguas y los suelos tras el accidente de Aznalcóllar*. Boletín Geológico y Minero, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, 112, 292-294.

Guerreiro, P., Kontoe, S. and Taborda, D (2012). "*Comparative Study Of Stiffness Reduction And Damping Curves*". 15 WCEE, Lisboa.

Guney, Y., Sari, D., Cetin, M. and Tuncan, M., (2007). "*Impact of cyclic wetting-drying on swelling behavior of lime-stabilized soil*". Handbook of Environmental Chemistry. Volume 5: Water Pollution 42, pp. 681–688.

Hara, A. and Kiyota, Y. (1976). "*Dynamic behavior of sand in small strain levels*". Proc. of 11th Annual Meeting of JSSMFE, pp. 331-334 (in Japanese).

Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972). "*Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves*". Journal of SMFE, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692.

Hashiba, T. (1971). "*Simple shear apparatus using an inclinometer*". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 11, No. 3, pp. 113-119.

Head, K.H. (2006). "*Manual of soil laboratory testing. 1: soil classification and compaction tests*". Scotland: Whittles Publishing.

Henderson, C. and Lisle, L. (1988). "*The effects of soil water content and bulk density on the compactibility and soil penetration resistance of some western Australian sandy soils*." Australian Journal Soil Research 26, 1988, pp. 391-400.

Higgins, D.D., (2007). "*GGBS and sustainability*". Proc. Inst. Civ. Eng. Constr. Mater 160 (3), 99–101. <http://dx.doi.org/10.1680/coma.2007.160.3.99>.

Hill, R. (1950). "*The mathematical theory of plasticity*". Oxford University Press, London, UK.

Houngyu T., (2015). "*Prediction of the variation of swelling pressure and 1-d heave of expansive soils with respect to suction*". Phd, Department of Civil Engineering. University of Ottawa.

Huat B.B.K., Noorzaei J., Jaafar M.S., Sew G.S., Ti K.S., (2009). "*A Review of Basic*

Soil Constitutive Models for Geotechnical Application". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 14, Bundle J.

Humphries, W. K. and Wahls, H. E. (1968). "*Stress history effects on dynamic modulus of clay*". Journal Soil Mechanichs Foundations, ASCE, 94:371-89.

Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008). "*Soil Liquefaction During Earthquakes*". Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, California, USA.

Ingles, O.G. and Metcalf, J.B. (1972). "*Soil Stabilization: Principles and Practice*". Butterworths, Sydney.

Ishibashi I. and Zhang X. (1993). "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay". Soils and foundations, vol. 33, No. 1, 182-191, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Ishihara, K. (1996). "*Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*". Department of Civil Engineering Science University of Tokyo. Oxford Engineering Science Series, pp. 340.

Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1977). "*Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sand*". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 17, No. 3, pp. 19-35.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978). "*Shear modulus of sands under torsional shear loading*". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.

James, R., Kamruzzaman, A.H.M., Haque, A., Wilkinson, A., (2008). "*Behaviour of lime-slag-treated clay*". Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement 161 (4), 207–216.

Jan, M.A. and Walker, R.D. (1963). "*Effect of Lime, Moisture and Compaction on a Clay Soil*". Highway Research Record No. 29, pp: 1-12.

Johnson, A.W. and Sallberg, J.R. (1960). "*Factors that Influence Field Compaction of Soils. Compaction Characteristics of Field Equipment.*" Highway Research Board Bulletin 272. 206 pp. (Out of Print).

Kallioglou, P. A., Tika, Th. M. and Koninis, G. E. (2002). "*Dynamic behaviour of compacted clayey soils*". 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper reference 723.

Kassim, K.A., Hamir R. and Kok, K. (2005). "*Modification and stabilization of Malaysian cohesive soils with lime*". Geotech. Eng., 36(2): 123-132.

Keramatikerman M., Chegenizadeh A. and Nikraz H. (2016). "*Effect of GGBFS and lime binders on the engineering properties of clay*". Applied Clay Science 132–133. Pps. 722–730. Elsevier.

Khoury N. Q. (1984). "Dynamic properties of soils". Master Thesis, Department of civil engineering Syracuse University.

Kim, T.C. and Novak, M. (1981). "*Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario*". Canadian Geotechnical Journal, 18, pp. 371-389.

Kokusho, T. (1981). "*Dynamic properties of deformation and damping properties of coarse soil for wide range*". Japanese Central Electric Power Research Institute, Report No. 380002 (in Japanese).

Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y. (1982). "Dynamic properties of soft clays for wide strain range". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 22, No. 4, pp. 1-18.

Kondner, R.L. (1963). "*A hyperbolic stress strain formulation for sands. 2.*". Pan. Am. ICOSFE Brazil, 1, 289-324.

Koutsoftas, D. C. and Fischer, J. A. (1980). "*Dynamic properties of two marine clays*". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT6:645-57.

Kramer, S. L. (1996). "*Geotechnical Earthquake Engineering*". University of Washington. Prentice Hall International Series in Civil Engineering Mechanics, Inc, pp. 653.

Ks Ti, Huat B.B.K., Noorzaei J., Jaafar M.S, Sew G.S. (2009). "A Review of Basic Soil

Constitutive Models for Geotechnical Application". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Volumen 14.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1975). "*Effect of stress-strain condition on dynamic properties of sand*". Proc. of JSCE, No. 242, October, pp. 105-114.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Horiuchi, S. (1974). "*Dynamic behavior of sand: Measurement in resonant column device*". Public Work Research Institute Report.

Lade, P. V.(2005). "*Overview of constitutive models for soils*". Soils constitutive models, Evaluation, selection and calibration (GSP 128), J. Yamamuro and V. Kaliakin, eds.: ASCE.

Lambe, T. W. (1954). "*The Permeability of Fine Grained Soil*". Technical Publication No. 163, Symposium on Permeability of Soils, ASTM.

Lambe, T. W., and Whitman, R. V. (1979). "*Soil mechanics*". Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1958). "*The Structure of Compacted Clay*". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1654-1 to 1654-35.

Lambe, T.W. (1958b). "The Engineering Behavior of Compacted Clay". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1655-1 to 1655-35.

Lambe, T.W. (1960). "*Compacted Clay: Engineering behavior*". ASCE Transactions, 125(1), 718-741.

Lara T., Zepeda J.A., y Castaño V.M. (1999). "A comparative study of the effectiveness of Different additives on the expansion behavior of clays". En: www.ejge.com. Volume 4.

Larrasoña, J.C., González Delgado, J.A., Civis, J., Sierro, F.J., Alonso Gavilán, G. y Pais, J.(2008). "*Magnetobiostratigraphic dating and environmental magnetism of Late Neogene marine sediments recovered at the Huelva-1 and Montemayor-1 boreholes*".

(lower Guadalquivir basin, Spain)". *Geo-Temas*, 10:1175-1178.

Lee P.Y. and Suedkamp R. J. (1972). "*Characteristics of irregularly shaped compaction curves of soils*". Highway Research Board, 381, 1-9.

Lee, X. and Zhang, L. M. (2009). "*Characteristics of dual structure pore size distribution of soil*". *Can. Geotech. J.* 46, No. 2, 129– 141.

Leelani, P.T., P.V. Compton, and S. Abdul-Baki (1992). "*Active clay stabilized by admixtures of fine and coarse sands*". *Proceedings of the 7th Int. Conf. On Expansive Soils*, Dallas, Texas, Vol. 1, pp. 370-374.

Leonards, G.A. (1962). "*Foundation Engineering*". McGraw-Hill, 1136pp.

Leroueil, S. and Hight, D. W. (2013). "*Compacted soils: from physics to hydraulic and mechanical behaviour*". *Proceedings of the 1st Pan-American Conference on Unsaturated Soils (PanAmUNSAT '13)*, pp. 41–59, Cartagena, Colombia.

Llique, R. H. y Guerrero, A. M. (2014). "*Influencia de la humedad de compactación en el comportamiento volumétrico de los suelos arcillosos*". *Ciencia y Tecnología*, Año 10, N° 4, 9-21.

López Pamo, E., Barettino, D., Ortiz, G., Arranz, I.C., Martínez Pledel, B. y Martín Rubí, J.A. (2001). "*Cartografía y cubicación de los lodos mineros vertidos en la cuenca del río Guadamar y su caracterización química y mineralógica*".

Lund, O. and Ramsey, W.J. (1958). "*Experimental lime stabilization in Nebraska*". Nebraska Department of Roads.

Mackiewicz. S. M. and Ferguson, E. G. (2005). "*Stabilization of Soil with Self-Cementing Coal Ashes*". 2005 World of Coal Ash (WOCA), Lexington, Kentucky, USA

Makusa, G. (2012). "*Soil stabilization. Methods and materials*". Technology University of Lüleå, Suecia. 38 p.

Mallela, J., Harold Von Quintus, P., Smith K.L. and Consultants, E. (2004). "*Consideration of Limestabilized Layers in Mechanistic-empirical Pavement Design*". The National Lime Association, Arlington, Virginia, USA.

Martínez del Olmo, W., García, J., Leret, G., Serrano, A. y Suárez, J. (1984). "*Modelo tectosedimentario del Bajo Guadalquivir*". I Congreso Español de Geología, tomo: I: 199-213.

Martínez del Olmo, W., García, C. y Torrecusa, S. (2005). "*The Guadalquivir and Gulf of Cádiz gas basins (SW, Spain)*". Publ. Asociación de Geólogos y Geofísicos Españoles del Petróleo, 25 aniversario: 105-121.

Matasovic, N. and Vucetic, M. (1995). "*Generalized cyclic degradation–pore pressure generation model for clays*". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121 No. 1 enero, páginas 33–42.

Matsui, T., Ito, T. y Ohara, H. (1980). "*Cyclic stress–strain history and shear characteristics of clay*". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, No. 10octubre, pp. 1101–1120.

Mayoral, E. y Abad de los Santos, M. (2008). "Geología de la Cuenca del Guadalquivir". En: Olías Álvarez, M., et al.: "Geología de Huelva : lugares de interés geológico". 2ª ed. Huelva : Universidad de Huelva. págs. 20-27.

Mc. Gown, A. and K. Collins (1975). "*The microfabric of some expansive and collapsing soils*". Proc. 5th PanAm. Conf. SMFE. 1. 323-332. Buenos Aires.

McDowell, C. (1959). "*The relation of laboratory testing to design for pavements and structures on expansive soils*". Quart. Colorado School of Mines, 54(4), 127–153.

Medina, L. y Melis, M. (2003). "*Determinacion de los parametros del modelo de estado critico Cam Clay para los suelos de Madrid*". Revista de Obras Públicas: 3432: 29-45.

Mendoza, M.J. and Alberro, J. (1992). "*Engineering properties and microstructure of compacted cohesive soils*". Raúl Marsal Volume, S.M.M.S., México: 247-264.

Menq, F-Y., B.S, M.S. (Mayo 2003). "Dynamic properties of Sandy and gravelly soils". Tesis doctoral. Universidad de Tejas, Austin, Estados Unidos, pp. 364.

Mitchel, J. K. (1956). "*The fabric of natural clays and its relation to engineering properties*". Proc. Highway research board, 35, 693-713.

Mitchell J.K. and Soga K. (2005). "*Fundamentals of Soil Behaviour*". John Wiley & Sons, New York, USA, 3rd edition.

Mitchell, J.K., and Hooper, D.R. (1961). "*Influence of time between mixing and compaction on the properties of a lime-stabilized expansive clay*".HRB Bulletin 304, Highway Research Board, NationalResearch Council, Washington, D.C., 14–31.

Mochón López, I., Dios Fuentes, G., Romero Bella, A. y Salazar Martín, L.M. (2013). "Corrección de inestabilidad de ladera-terraplén en margas miocenas en la construcción de la autovía A-316, PK 0+600, en el T.M. de Baeza (Jaén)". VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, Eds. Alonso, E., Corominas, J. y Hürlimann, M.

Monroy, R., Zdravkovic, L. and Ridley, A. (2010). "*Evolution of microstructure in compacted London clay during wetting and loading*". Geotechnique 60, No. 2, 105-119.

Moya, I.(2001). "*Determinación de la geometría de la superficie de rotura en deslizamientos instantáneos: el caso de la balsa minera de Aznalcóllar*". V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, CEDEX, 1341-1352. En Carrera y Mediavilla Eds. Las aguas y los suelos tras el accidente de Aznalcóllar. Boletín Geológico y Minero, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, 112, 95-102.

Mun, W., Teixeira, T., Balci, M.C., Svoboda, J. and McCartney, J. S. (2016). "*Rate effects on the undrained shear strength of compacted clay*". Soils and Foundations, The Japanese Geotechnical Society, 56(4):719–731.

Nalbantoglu, Z. and Tuncer, E.R. (2001). "*Compressibility and hydraulic conductivity of a chemical treated expansive clay*". Can. Geotech. J. 38, 154–160.

Nidzam, R.M., Kinuthia, J.M., (2010). "*Sustainable soil stabilisation with blastfurnace slag—a review*". Proc. Inst. Civ. Eng. Constr. Mater 163 (3), 157–165.

Nieto, A.; Camacho J.F., Ruiz E.F. (2009). "*Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr- Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos*". Engineering Journal of Medellín University. Vol. 8, No.15, 75-91.

Olalla, C. y Cuéllar, V. (2001). "*Failure mechanism of the Aznalcóllar Dam, Seville, Spain*". Geotechnique 51, No. 5, 399-406.

Oteo, C. (1994). "*Posibles métodos constructivos para la Infraestructura*". Pasado y Futuro del Metro de Sevilla. Univ. de Sevilla. Secretariado de Publicaciones. Serie: Arquitectura n° 16, pp. 123-51.

Oteo, C. (2003). "*Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la Ampliación del Metro de Madrid*". Revista de obras públicas, 150 (3429): 49-67.

Oteo, C. y Sola, P. (1993). "*Stability problems in slopes constructed on Spanish Blue Marls*". Proc. Int. Symposium on Indurated soils and soft rock. Athens.

Ouhadi, V.R., Yong, R.N., Amiri, M. and Ouhadi, M.H. (2014). "*Puzzolanic consolidation of stabilized soft clays*". Appl. Clay Sci. 95, 111–118.

Palancar, M. (2001). "*Marco Hidrológico*". En Carrera y Mediavilla Eds. Las aguas y los suelos tras el accidente de Aznalcóllar. Boletín Geológico y Minero, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, 112, 24-28.

Parsons, R.L., Johnson C.P. and Cross, S.A. (2001). "*Evaluation of soil modification mixing procedures*". Proceeding of 80th Annual Meeting, Transportation Research Board. National Research Council, Washington, D.C.

Perconig, E. (1964a). "*La estratigrafía del Mioceno en Andalucía Occidental (España). El límite Oligoceno Mioceno y la fase terminal marina del Mioceno*". II Congreso CMNS Madrid-Sabadell. Cursos y conferencias Instituto Lucas Mallada, 9, pp. 219-228.

Perconig, E. (1964b). "*La Tectónica del Mioceno de la Cuenca del Guadalquivir (España Meridional)*". Cursos y conferencias Fasc. IX pp. 271-273, Inst. Lucas Mallado del C.S.I.C., Madrid.

Perconig, E. y Martínez-Díaz, C., (1977). "*Perspectivas petrolíferas de Andalucía Occidental*". Boletín Geológico y Minero 88:417-43.

PG3. "*Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes*". 2002.

Portero, J.M. y Álvaro, M. (1984). "*La Depresión del Guadalquivir cuenca antepaís durante el Neógeno. Génesis, evolución y relleno final*". I Congreso Español de Geología, 3, pp. 241-252.

Pozo, V. (2008). "Tratamiento de las Arcillas Azules del Guadalquivir con materiales granulares e influencia en su comportamiento geotécnico". Máster en Ingeniería Geológica y Geotecnia, Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Geológicas, pp.64.

Prakasha K.S. and Chandrasekaran V.S. (2005). "*Behavior of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear*". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 131, no. 2, pp. 213–222.

Prapaharan, S., White, D.M. and Altschaeffl, A.G. (1991). "*Fabric of field and laboratory compacted clay*". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE 117(12): 1934-1940.

Proctor, R.R. (1933). "*Fundamental principles of soil compaction*". Engineering New Record, volume 11, p. 246.

Raper, R. L. and Erbach, D. C. (1990). "*Effects of variable linear elastic parameters on finite element predictions of soil compaction*". **Transaction** of ASAE, 33(3): 731-736.

Rico A. y Del Castillo H. (1976). "*La Ingeniería de suelos en las vías terrestres*". Vol. 1, Ed. Limusa, México.

Rico, A. y Del Castillo, H. (1992). "*Compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte*". Documento Técnico No. 7. Sanfandila, México, pp. 137.

Robinson, R.G. and Allam, M.M. (1998). "*Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation*". Clays and Clay Minerals, Vol. 46, No. 5, 596-600.

Roldán, F.J. (1995). "*Evolución Neógena de la cuenca del Guadalquivir*". Tesis doctoral, Universidad de Granada.

Roldán, F.J., Rodríguez-Fernández, J. y Azañón, J.M. (2012). "*La Unidad Olistostrómica, una formación clave para entender la historia neógena de las Zonas Externas de la Cordillera Bética*". Geogaceta, 52.

Romero, E. and Simms, P. (2008). "*Microstructure investigations in unsaturated soils. A review with special attention to mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy*". Geotech. Geol. Engng 26, No. 6, 705–772.

Romero, S.U. y Domenech, J.F. (1994). "*Back-Analysis of a landslide in overconsolidated tertiary clays of the Guadalquivir River Valley (Spain)*". XIII ICSMFE, Nueva Delhi, India.

Rondón, H.A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., Peláez, A. L. (2008).

"Comportamiento de un material granular no tratado en ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento constante y variable". *Revista Chilena de Ingeniería*, vol. 16 nº 3, pp. 461-472.

Rowe, P.W. (1962). "*The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact*". Proceedings of the Royal Society A, Mathematical, Physical and Engineering Sciences.

Salvany, J.M., Larrasoana, J.C., Mediavilla, C. y Rebollo, A. (2011). "*Chronology and tectono-sedimentary evolution of the Late Pliocene to Quaternary deposits of the Lower Guadalquivir basin, SW Spain*". Sedimentary Geology, 241 (1-4):22-39.

Sampedro, A. (2005). "*Tratamientos de suelos con cal. planteamiento general, diseño*".

y control de calidad ". ANCADE, Asociación Nacional de Fabricantes de Cales y Derivados de España.

Santi, P. M. (1998). "*Improving the Jar Slake, Slake Index, and Slake Durability Test for Shales*". Environmental & Engineering Geoscience, Vol. IV, Nº 3, pp. 385-396.

Saura, J. F., Marcos, J. M., Molina, F., Tsige, M., Fernández, L. (2012). "*La balsa de Restinga. Utilización de arcillas de alta plasticidad (Arcilla azul del Guadalquivir)*". Congreso Internacional de grandes presas, España.

Schanz, T., Vermeer, A., and Bonnier, P.G. (1999). "*The hardening soil model: formulation and verification*". Beyond 2000 in computational geotechnics: 10 years of PLAXIS International; proceedings of the International Symposium beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, The Netherlands, 18-20 March 1999, R. Brinkgreve, ed., Rotterdam: Taylor & Francis.

Schultz, L.G. (1964). "*Quantitative interpretation of mineralogical composition from Xray and chemical data for the Pierre Shale*". Us Geological Survey Professional Paper, 391-C, C1- C31.

Seco, A., Ramirez, F., Miqueleiz, L., Garcia, B. y Prieto, E. (2011). "*The use of non-conventional additives in marls stabilization*". Appl. Clay Sci. 51, 419–423.

Seed, H. B. and Chan A. M. (1959). "*Structure and strength characteristics of compacted clays*". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., 85, SM5: 87-128.

Seed, H. B. and Chan A. M. (1961). "*Compacted clay: Structure and strength characteristics*". A.S.C.E. Transactions, v. 126, pt. 1, pp. 1343-1425.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970). "*Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*". Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

Shafiee A., Tavakoli H.R., and Jafar M.K. (2008). "*Undrained behavior of compacted sand-clay mixtures under monotonic loading paths*". Journal of Applied Sciences, vol. 8, no. 18, pp. 3108–3118.

Sherif, M. A. and Ishibashi, I. (1976). "*Dynamic shear modulus for dry sands*". J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT 11, pp. 1171-1184.

Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Gaddeh, A.H. (1977). "*Damping ratio for dry sands*". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT 7, pp. 743-756.

Sherwood, P. (1993). "*Soil stabilization with cement and lime*". *State of the Art Review*. London: Transport Research Laboratory, HMSO.

Sierro, F.J., González-Delgado, J.A., Dabrio, C.J., Flores, J.A. y Civis, J.(1990). "*The Neogene of the Guadalquivir basin (SW Spain)*". Paleont. Evolucio. Mem. Spec. 2, Sabadell, pp. 209-250.

Sierro, F.J., González-Delgado, J.A., Dabrio, C.J., Flores, J.A. y Civis, J.(1996). "*Late Neogene depositional sequences in the foreland basin of guadalquivir (SW Spain)*". En Friend, P.F. y Dabrio, C.J. Eds, Tertiary basins of Spain, the stratigraphic record of cristal kinematics. Cambridge University Press, Cambridge, 329-334.

Silver, M. L. and Seed, H. B. (1971). "*Deformation characteristics of sands under cyclic loading*". J. of SMFD, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM8, pp. 1081-1098.

Sivapullaiah, P.V., Sridharan, A. and Stalin, V.K. (2000). "*Hydraulic conductivity of bentonite-sand mixtures*". Canadian Geotechnical Journal Vol. 37.

Skempton A.W. (1954). "*The pore pressure coefficients A and B*". Geotechnique, 4: 143 – 147.

Smith I.M., and Griffiths, D.V. (1982). "*Programming the Finite Element method*". John Wiley and Sons, Chisester, UK, second edition.

Soares A. M. (2011). "*Hydro-Mechanical Behavior of Compacted Soils with different Compaction Water content*". Technical University of Lisbon, Revista Científica Air Force Academy, Portugal.

Sol-Sánchez, M., Castro, J., Ureña, C.G. y Azañón, J.M. (2016). "*Stabilisation of*

clayey and marly soils using industrial wastes: pH and laser granulometry indicators". Eng. Geol. 200, 10–17.

Sopena (2015). "Análisis de los factores que controlan la variación de las propiedades geotécnicas en profundidad en la Fm Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG)". Trabajo fin de Máster, Universidad Complutense de Madrid.

Suhail A. A. Khattab, Khawla A. K. Al-Juari and Ibrahim M. A. Al-Kiki, (2008). "*Strength, Durability And Hydraulic Properties Of Clayey Soil Stabilized With Lime And Industrial Waste Lime*". University of Mosul- College of Engineering, Vol. 16, N° 1.

Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E. and Guan, H. (2012). "*Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays*". The Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations 52(4):682–697.

Svoboda, J. and McCartney, J. S. (2014). "*Impact of strain rate on the shear strength and pore water pressure generation in unsaturated clay*". In: Abu-Farsakh, M., Hoyos, L. (Eds.), Proceedings of GeoCongress (GSP234). ASCE, pp.1453–1462.

Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S., Fukushima, S. and Sudo, H. (1979). "*Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimens reconstituted by various method*". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 19, No. 1, pp. 39-54.

Taylor, A.W. (1959). "*Physico-chemical properties of soils: Ion exchange phenomena*". Journal Soil Mechanics Foundation Division, 85(2), 19–30.

Taylor, D. W. (1948). "Fundamentals of Soils Mechanics". John Wiley and Sons Inc. New York.

Taylor, W. and Arman, A. (1960). "*Lime stabilization using preconditioned soils*". Highway Res. Board Bull., 262: 1-19.

Tejedor, A. (2014). "*Comportamiento triaxial consolidado y sin drenaje de la Marga Azul del Guadalquivir con modelos elastoplásticos y elementos finitos axilsimétricos*".

Trabajo fin de grado, Escuela Técnica Superior de Ingeniería, Sevilla.

Terzaghi, K. (1943). "*Theoretical Soil Mechanics*". John Wiley. New York.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". John Wiley and Sons, New York.

Tsige M. (1999). "*Microfábrica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir y su influencia en sus propiedades geotécnicas*". Tesis doctoral, departamento de geodinámica, Universidad Complutense de Madrid. Monografía M-66 Cedex, Ministerio de Fomento.

Tsige, M. y Corral, F. (2013). "*Ángulo estable y tratamiento de mejora de taludes en las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG)*". VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, Eds. Alonso, E., Corominas, J. y Hürlimann, M.

Tsige, M., Gómez de Santos, C. and Melentijevic, S. (2018). "*Microstructure and engineering properties of compacted and clay-sand mixture soils from the Guadalquivir basin (southern Spain)*". Abstract, AEG Spring Chapter, Environmental and Engineering Geology Symposium March 23- 24, 201, Radford, V. USA.

Uchida (1980). "*Dynamic properties of sand subjected to initial shear stress*". Proc. of International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansen, United Kingdom, pp. 121-132.

Ureña, C., Azanon, J.M. Corpas, F. Nieto, F. Leon C. and Perez, L. (2013). "*Magnesium hydroxide, seawater and olive mill wastewater to reduce swelling potential and plasticity of bentonite soil*". Const. Build. Mater., 45(0): 289-297.

Ureña, C., Azañón, J.M., Corpas, F.A., Salazar, L.M., Ramírez, A., Rivas, F., Mochón, I. y Sierra, M.J. (2015). "*Construcción de un terraplén con suelo estabilizado mediante el uso de agentes alternativos en la Autovía del Olivar*". Carreteras 203, 63–72.

Uriel, S. y Oteo, C. (1976). "*Propiedades geotécnicas de las Margas Azules de*

Sevilla". Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Madrid. Vol. 1, pp. 227-36.

Vakili, M.V., Chegenizadeh, A., Nikraz, H., Keramatikerman, M., (2016). "*Investigation on shear strength of stabilised clay using cement, sodium silicate and slag*". Appl. Clay Sci. 124, 243–251.

Vallejo L.E. and Mawby R. (2000). "*Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures*". Engineering Geology, vol. 58, no. 2, pp. 125–136, 2000.

Vanicek, I. (2000). "*Geomechanika 10: mechanika zemin*". 3th edition, Prague, CTU, 2000, 229 s., ISBN 80-01-01437-1.

Vera, J.A. (2004). "*Geología de España*". SGE-IGME, pp. 884.

Vermeer P.A., and Borst, R. (1984). "*Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*". Henon 29(3).

Vucetic, M. (1994). "*Cyclic threshold shear strain in soils*". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 120(GT12):2208-28.

Walkinshaw, J. L. and Santi, P. M. (1996). "*Chapter 21: Shales and other degradable materials*". In Turner, A. K. and Schuster, R. L. (Editors), Landslides: Investigation and Mitigation, TRB Special Report: Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 555-576.

Wang, J., Mateos M. and Davidson, D. (1963). "*Comparative effects of hydraulic, calcitic and dolomitic limes and cement in soil stabilization. Stabilization of Soil with Lime and Fly Ash*". Bull. Highway Res. Board, Washington, 29: 42-54.

Washington State Department of Transportation (WSDOT) (2017). "*Geotechnical Design Manual*". M 41-01.30. Engineering and Regional Operations, State Construction Office.

White, D. (2005). "*Fly Ash Soil Stabilization for Non-Uniform Subgrade Soils*". IHRB

Project TR-461, FHWA Project 4.

Whitlow, R. (1994). *“Fundamentos de Mecánica de Suelos”*. Compañía Editorial Continental, 589 pp.

Wild, S., Kinuthia, J., Robinson R. and Humphreys, I. (1996). *“Effects of ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength and swelling properties of lime-stabilized kaolinite in the presence of sulphates”*. Clay Miner., 31(3): 423-433.

Wild, S., Kinuthia, J.M., Jones, G.I., Higgins, D.D., (1998). *“Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of limestabilised sulphate-bearing clay soils”*. Eng. Geol. 51 (1), 37–53.

Wild, S., Kinuthia, J.M., Jones, G.I., Higgins, D.D., (1999). *“Suppression of swelling associated with ettringite formation in lime stabilized sulphate bearing clay soils by partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS)”*. Eng. Geol. 51 (4), 257–277.

Yi, Y., Liska, M., Al-Tabbaa, A., (2013). *“Properties of two model soils stabilized with different blends and contents of GGBS, MgO, lime, and PC”*. J. Mater. Civ. Eng. 26 (2), 267–274.

Yin, J. (1999). *“Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents”*. Canadian Geotechnical Journal 36: 1085–1095.

Zhang, J., Andrus, R. D., and Juang, C. H. (2005). *“Normalized shear modulus and material damping ratio relationships”*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(4), 453–464.

Zolkov, E., (1962) *“Influence of chlorides and hydroxides of calcium and sodium on consistency limits of a fat clay”*. Highway Res. Board Bull., 309: 109-115.

